

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE
SIETE PISOS EN CONCRETO ARMADO UBICADA EN EL DISTRITO DE
SANTIAGO DE SURCO**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Sebastian Arturo Carranza Núñez

Asesor:

Renzo Noriega Barrueto

Lima, enero, 2026

Informe de Similitud

Yo,Renzo Noriega Barrueto.....,

docente de la Facultad deCiencias e Ingeniería..... de la Pontificia

Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado

ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS EN CONCRETO ARMADO UBICADA EN EL DISTRITO DE SANTIAGO DE SURCO...., del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as)


.....
..... Sebastián Arturo Carranza Núñez,

.....,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 22%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 19/01/2026.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha:Lima, 19 de enero del 2026.....

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Noriega Barrueto, Renzo</u>	
DNI:46608301	Firma 
ORCID: 0000-0003-1861-6631	

RESUMEN

Esta tesis presenta el proceso de desarrollo, análisis y diseño de un edificio multifamiliar de 7 niveles, diseñado con estructura de concreto armado. El área total de la edificación es de alrededor de 530 m², y se localiza en el distrito de Santiago de Surco. La edificación se asienta sobre una grava típica del distrito con una capacidad portante de 4 kg/cm² aproximadamente.

Según la distribución arquitectónica, el primer piso alberga un total de 12 espacios de estacionamiento, mientras que en los seis niveles de la parte superior se distribuyen dos viviendas por piso, lo que da como resultado 12 unidades de vivienda.

Se emplea un sistema de muros estructurales y pórticos de concreto armado distribuidos a lo largo de toda el área, procurando mantener una configuración simétrica con el objetivo de controlar de la mejor manera los desplazamientos y minimizar los posibles efectos torsionales.

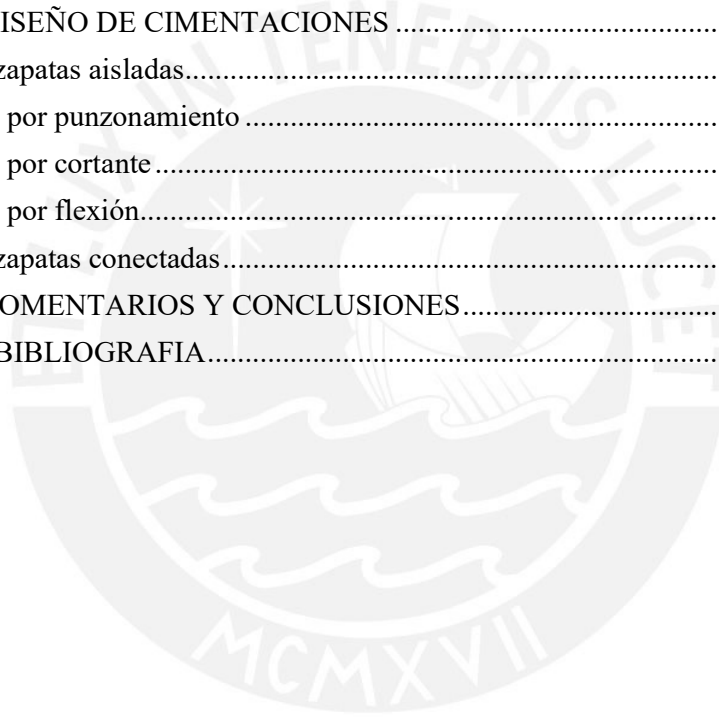
En lo que respecta al diseño del techo, se contempla la combinación de losas macizas y aligeradas, con la excepción del último nivel, el cual estará conformado exclusivamente por losas aligeradas. Por último, los cimientos están compuestos por zapatas conectadas y aisladas, cimientos corridos, entre otros elementos, y se encuentra ubicada a una profundidad de 1.50 metros.

A lo largo del desarrollo del documento, se describirán en detalle los criterios de predimensionamiento y estructuración empleados, el análisis y diseño de elementos bajo cargas gravitacionales, así como el análisis sísmico, basado en los requisitos de la norma de Diseño Sismorresistente E.030. Este análisis se llevó a cabo mediante un modelo de tres grados de libertad por piso, realizado en el software ETABS, y permitirá determinar las diversas solicitaciones a las que se verán sometidos los elementos estructurales de la edificación. Finalmente, se abordará el diseño estructural en términos de resistencia y capacidad de los elementos de concreto armado, en conformidad con las disposiciones establecidas en la norma de Concreto Armado E.060.

INDICE

CAPITULO 1: GENERALIDADES.....	1
1.1 Objetivos.....	1
1.2 Descripción del proyecto.....	1
1.3 Consideraciones del diseño.....	2
1.4 Materiales seleccionados.....	4
CAPITULO 2: ESCTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.....	5
2.1. Criterios de estructuración.....	5
2.2. Descripción de la estructuración.....	6
2.3. Predimensionamiento de losas aligeradas.....	7
2.4. Predimensionamiento de losas macizas.....	7
2.5. Predimensionamiento de vigas.....	7
2.6. Predimensionamiento de columnas.....	8
2.7. Predimensionamiento de placas.....	9
CAPITULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO.....	10
3.1. Modelamiento de la estructura.....	10
3.2. Parámetros sísmicos.....	11
3.3. Peso de la estructura.....	13
3.4. Verificación de irregularidades.....	14
3.5. Modos de vibración.....	17
3.6. Análisis estático.....	18
3.7. Análisis dinámico modal espectral.....	19
3.8. Junta sísmica.....	23
CAPITULO 4: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS.....	25
4.1. Diseño y análisis de losas aligeradas.....	25
4.1.1 Metrado de cargas.....	25
4.1.2 Diseño de losas aligeradas.....	28
4.1.3 Diseño por Flexión.....	28
4.1.4 Longitud y ubicación del corte del refuerzo.....	30
4.1.5 Diseño por Cortante.....	31
4.2 Diseño y análisis de losas macizas.....	32
4.2.1 Metrado de cargas.....	32
4.2.2 Diseño por flexión losas macizas.....	35
4.2.3. Diseño por cortante.....	36
CAPITULO 5: DISEÑO DE VIGAS.....	37
5.1. Modelado y metrados de vigas peraltadas y chatas.....	37
5.2. Procedimiento de diseño.....	41

5.2.1 Diseño por flexión.....	43
5.2.2 Diseño por cortante.....	46
CAPITULO 6: DISEÑO COLUMNAS.....	50
6.1 Metrado de cargas.....	51
6.2. Procedimiento de diseño.....	54
Diseño por flexocompresión.....	57
6.3. Diseño por cortante.....	60
CAPITULO 7: DISEÑO DE PLACAS.....	64
7.1 Diseño por flexocompresión.....	67
7.2. Diseño por cortante y capacidad.....	70
7.3 Verificación de los núcleos de confinamiento.....	72
CAPITULO 8: DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	74
8.1 Diseño de zapatas aisladas.....	74
8.1.1 Diseño por punzonamiento.....	76
8.1.2 Diseño por cortante.....	77
8.1.3 Diseño por flexión.....	78
8.2 Diseño de zapatas conectadas.....	79
CAPITULO 9: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	84
CAPITULO 10: BIBLIOGRAFIA.....	87



CAPITULO 1: GENERALIDADES

1.1 Objetivos

El principal objetivo de la presente tesis es realizar el análisis y diseño en concreto armado de una vivienda multifamiliar ubicada en el distrito de Surco. La edificación consta de siete niveles, los cuales están destinados a albergar doce departamentos y un piso dedicado a estacionamientos y almacenes.

1.2 Descripción del proyecto

El proceso en desarrollo consiste en el diseño y análisis de una residencia multifamiliar de siete niveles con una superficie de terreno de aproximadamente 530 m², localizada en el distrito de Surco en el departamento de Lima. La estructura se compone de siete niveles en total. El primer nivel está reservado para estacionamientos y áreas de almacenamiento, con dos accesos diferentes: la puerta principal para el pasillo que lleva al vestíbulo de recepción y una puerta específica para vehículos. A partir del segundo nivel y hacia arriba, la distribución contempla dos departamentos idénticos, cada uno con un área aproximada de 185 m². Estos departamentos comprenden áreas de sala de estar, sala-comedor, tres dormitorios y tres baños, uno de los cuales se destina para visitas. Además, se incluyen espacios de cocina, lavandería y un cuarto destinado para personal de servicio. En cuanto a la altura de los entresijos en la edificación, esta se fija en 2.65 m.

Cabe mencionar que la cimentación de la estructura se realiza sobre un tipo de terreno categorizado como S1, cuya capacidad portante de carga estimada es de 4 kg/cm² siendo recomendada una profundidad mínima de cimentación de 1.50 m. La Figura 1.1 ilustra la planta típica de arquitectura descrita previamente.

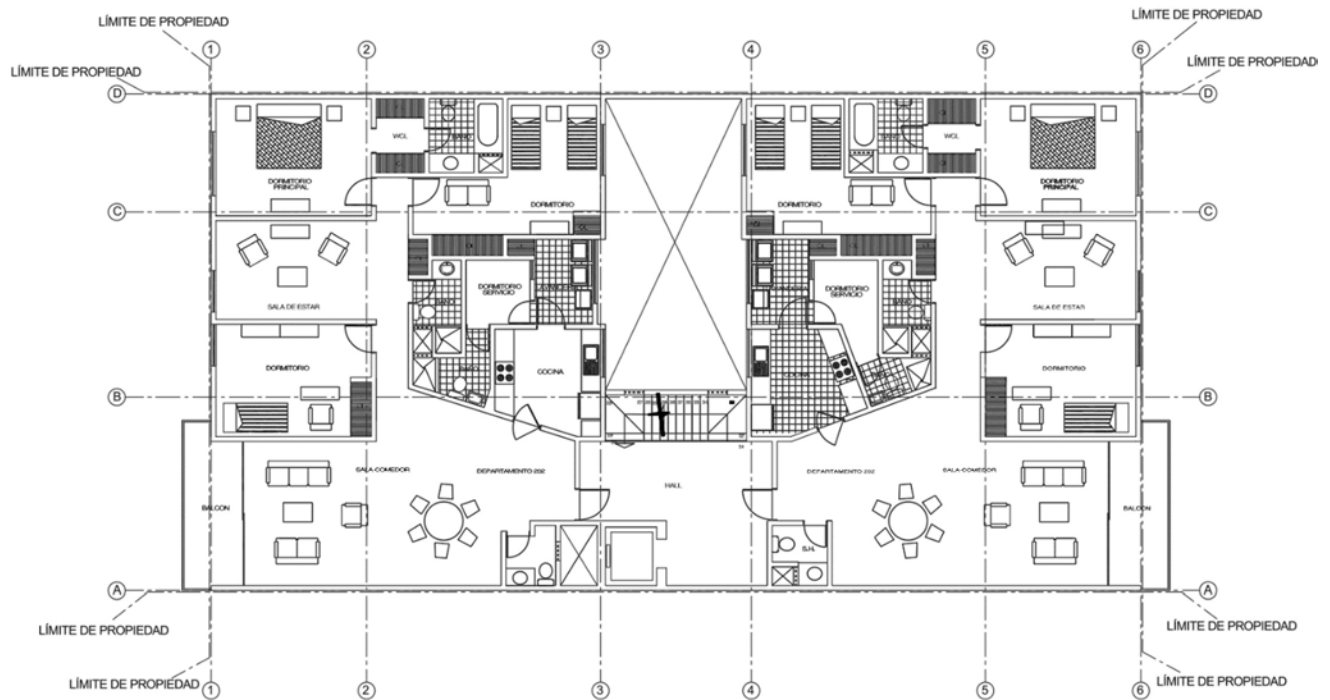


Imagen 1.1: Distribución de planta típica

1.3 Consideraciones del diseño

Las fuerzas gravitacionales, que se utilizarán para el diseño, se tomarán según lo indicado en la Norma E.020 de Cargas. Para garantizar que la estructura responda adecuadamente a las fuerzas sísmicas, el análisis se realizará conforme a lo mencionado en la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente. Asimismo, la Norma Técnica E.060 de Concreto Armado determinará los criterios mínimos necesarios para el diseño y análisis de los diferentes elementos estructurales, que estarán expuestos a diversas solicitaciones. Estas combinaciones, mostradas en la tabla 1.1, tienen como propósito principal aumentar las cargas obtenidas de los cálculos, con el fin de garantizar un comportamiento dúctil y contar con un factor de seguridad dentro de los elementos que conforman la estructura.

Tabla 1.1: Combinaciones de carga para el diseño

COMBINACIONES - CARGA DE DISEÑO
1.4 CM + 1.7 CV
1.25 (CM + CV) + Carga de sismo
1.25 (CM+CV) - Carga de sismo
0.9 (CM) + carga de sismo
0.9 (CM) - carga de sismo

El diseño de los elementos estructurales se realizó siguiendo los principios del diseño por resistencia. Según lo indicado en la Norma E.060, dentro del diseño por resistencia, se deberá proporcionar a todas las secciones de los componentes estructurales resistencias de diseño (ϕR_n). La resistencia de diseño requerida se obtiene al multiplicar a la resistencia nominal del elemento por el factor de reducción " ϕ ". Tal como se muestra, el factor de reducción " ϕ " depende del criterio según el cual es diseñado el elemento estructural. Asimismo, en todas las secciones se debe de cumplir con la expresión mostrada a continuación:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Tabla 1.2: Factores de reducción según criterio de diseño

CRITERIO DE DISEÑO	ϕ
FLEXIÓN	0.90
CORTANTE	0.85
FLEXOCOMPRESIÓN	0.70

Asimismo, para los cálculos realizados a lo largo del presente documento, se consideran los siguientes valores de recubrimiento mostrados a continuación en la tabla 1.3. El recubrimiento en los elementos estructurales tiene como finalidad proteger el acero instalado de agentes externos.

Tabla 1.3: Valores de recubrimiento en elementos estructurales

Elemento Estructural	Recubrimiento (cm)
Losas, escaleras	3
Vigas peraltadas, columnas y placas	4
Cimientos corridos y zapatas	7

1.4 Materiales seleccionados

Dentro del diseño de los elementos estructurales existen distintas solicitaciones de cargas, lo que deriva al uso del concreto con distintas resistencias. Del mismo modo, para el acero considerado en los cálculos de diseño, se emplea acero corrugado grado 60. La tabla 1.4 presenta, a continuación, los materiales utilizados junto con sus características.

Tabla 1.4: Características de los materiales utilizados

Material	Característica
Concreto Prefabricado	$F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Concreto Prefabricado	$F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Acero corrugado grado 60	Esfuerzo de fluencia 4200 kg/cm^2
Concreto ciclópeo	$F'c = 100 \text{ kg/cm}^2$



CAPITULO 2: ESCTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. Criterios de estructuración

Es importante realizar una adecuada distribución de los elementos estructurales a lo largo de toda el área a diseñar, debido a que mientras más simétrica y menos complicada sea la estructura, se podrá predecir de mejor manera su comportamiento ante eventos sísmicos. En ese sentido, siguiendo el criterio del ingeniero Antonio Blanco, se consideraron las siguientes pautas para la realización de la estructuración del presente proyecto:

- En primer lugar, se busca realizar una distribución simple y simétrica de los componentes del sistema estructural distribuidos en toda el área, debido a que, como menciona el ingeniero Antonio Blanco, la experiencia demuestra que una distribución dotada de simetría y simplicidad generará una mejor respuesta ante un eventual sismo. Esto radica, principalmente, en la capacidad de predecir el comportamiento estructural de manera más exacta. Es así, que, a través de la simetría, se busca que coincida el centro de gravedad y el centro de rigidez de la planta ya que, de lo contrario, no solo se tendrán movimientos de traslación, si no, también estarán presentes movimientos de torsión, lo que es altamente perjudicial para la estructura.
- Evitar la aparición de irregularidades, a través de la continuidad de la estructura tanto en el plano horizontal como en el vertical. Además, se busca evitar variaciones drásticas en la rigidez de los elementos.
- Garantizar la presencia de losas que conformen diafragmas rígidos. La presencia de este tipo de diafragmas permite poder idealizar a la planta como una unidad, es decir, las fuerzas horizontales podrán ser distribuidas entre los elementos estructurales según la rigidez de estos. Asimismo, se garantiza las mismas deformaciones laterales en los elementos estructurales ubicados dentro de un mismo nivel.

- Finalmente, se busca dotar a la planta de elementos estructurales que aporten la rigidez necesaria para poder evitar deformaciones importantes y contrarrestar las distintas solicitaciones a las que estará sometida la estructura. Estos elementos deben ser distribuidos de la manera más simétrica posible a lo largo de los dos ejes principales.

2.2. Descripción de la estructuración

Según lo mostrado en la figura 2.1, la estructuración de la planta está conformada por placas y pórticos ubicados de la mejor manera posible en concordancia con lo requerido por arquitectura y salvaguardando los criterios de simplicidad y simetría. También se cuentan con losas macizas y aligeradas con la finalidad de poder formar diafragmas rígidos. Las losas aligeradas están orientadas en dirección a su menor distancia y cuentan con un espesor de 20 cm al igual que las losas macizas. En lugares en donde se cuentan con tabiques paralelos a las viguetas de las losas aligeradas, se cuenta con la presencia de vigas chatas.

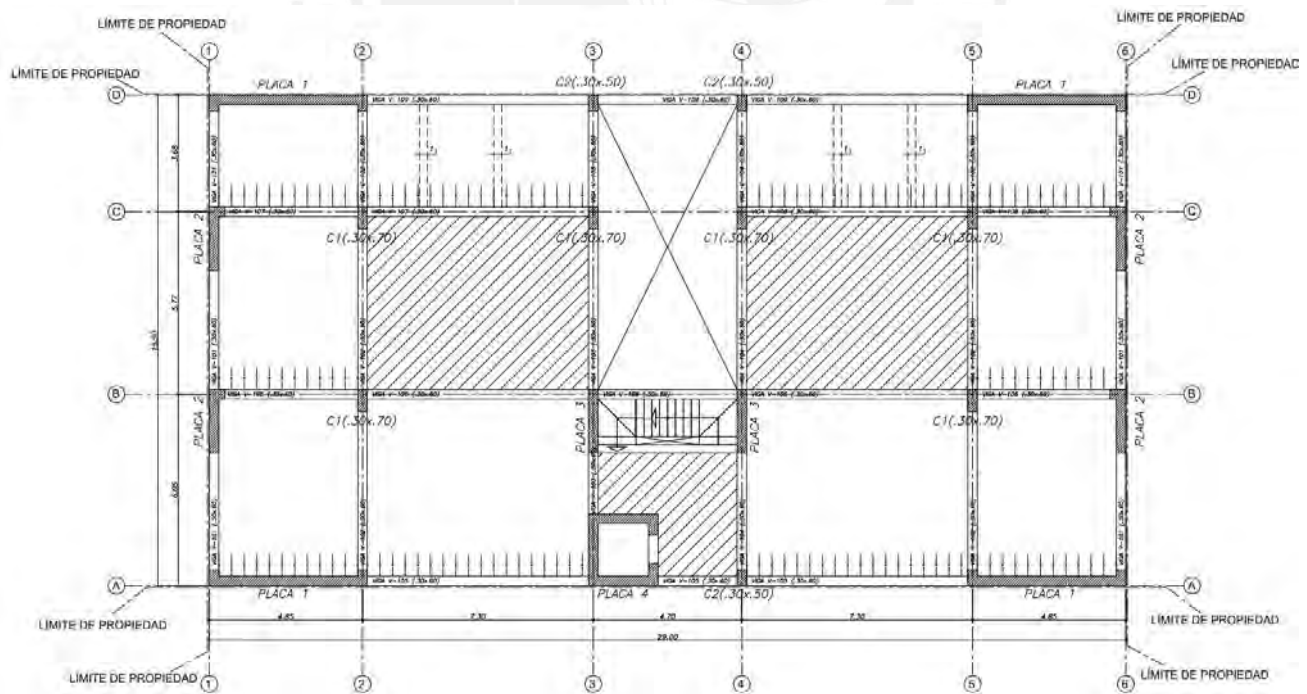


Imagen 2.1: Planteamiento estructural de la edificación

2.3. Predimensionamiento de losas aligeradas

Las losas aligeradas pueden formar parte de un sistema que permite considerar un diafragma rígido. Estas garantizan deformaciones laterales homogéneas en los elementos estructurales ubicados en un mismo nivel. En base a lo mencionado por el ingeniero estructural Antonio Blanco, las losas aligeradas se pueden predimensionar como es mostrado a continuación:

Tabla 2.1: Rango de valores para la definición inicial de losas aligeradas.

Peralte h (m)	Luz libre (m)
0.17	Luz < 4.00 m
0.20	4.00 m < Luz (m) < 5.50 m
0.25	5.00 m < Luz (m) < 6.50 m
0.30	6.00 m < Luz (m) < 7.50 m

Para la presente edificación, se cuenta con luces libres dentro del rango de 4 y 5.5 metros, por lo que se opta por un peralte de losa aligerada de 0.20 m.

2.4. Predimensionamiento de losas macizas

Para el cálculo preliminar del peralte de la losa se utiliza la siguiente expresión:

$$h > \frac{\text{Perimetro de la losa}}{180}$$

De las dimensiones de los paños conformados por la mayor losa maciza, la expresión previamente mostrada presenta como resultado que el espesor debe superar los 0.178 m, por lo que se escoge un espesor de 0.20 m, al igual que el escogido previamente, manteniendo de esta manera un espesor constante a lo largo de toda el área.

2.5. Predimensionamiento de vigas

Siguiendo la misma línea de los criterios previamente descritos, el espesor de la viga se calcula proporcionalmente a la luz libre, específicamente entre un décimo y un doceavo de dicha dimensión. Siguiendo las recomendaciones planteadas para la viga más larga de la planta se tiene:

- Se cuenta con una luz efectiva entre apoyos de 7.00 m, lo que implica contar con un peralte mayor a 0.58 m. Lo que trae como consecuencia una sección constante de 0.30 m de ancho y 0.60 m de peralte para todas las vigas que conforman la edificación.

2.6. Predimensionamiento de columnas

Las columnas son elementos estructurales sometidas a flexocompresión y de las cuales se asume que se llevan un porcentaje menor de la fuerza sísmica en comparación con los muros de corte.

Para el predimensionamiento de las columnas se proponen las siguientes expresiones para poder encontrar el área:

Para columnas esquineras o exteriores:

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

Para columnas interiores:

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

En donde la carga de servicio "P" puede ser encontrada como el producto entre la cantidad de niveles, el área tributaria de la columna y una carga distribuida de 1.1 ton/m² (peso asumido por metro cuadrado de la edificación). Además, de un ($f'c$) de 280 kg/cm². A continuación, se detalla el predimensionamiento de la columna mayor cargada, localizada en la intersección de los ejes "2" y "C". Finalmente, los resultados para cada una de las columnas se detallan en el cuadro 2.2.

Tabla 2.2: Predimensionamiento de columnas

Ubicación	$f'c$ (Kg/cm ²)	Área tributaria (m ²)	P servicio (kg)	Área requerida (cm ²)	Dimensiones
Ejes A - 4	280	10.36	79772	814.00	30x50
Ejes B - 2	280	32.65	251405	1995.28	30x70
Ejes B - 5	280	33.84	260568	2068.00	30x70
Ejes C - 2	280	28.03	215831	1712.94	30x70
Ejes C - 3	280	16.62	127974	1015.67	30x70
Ejes C - 4	280	16.63	128051	1016.28	30x70
Ejes C - 5	280	28.02	215754	1712.33	30x70
Ejes D - 3	280	6.00	46200	471.43	30x50
Ejes D - 4	280	6.00	46200	471.43	30x50

2.7. Predimensionamiento de placas

Estos muros, además de aportar resistencia y estabilidad frente a eventos sísmicos, tienen la capacidad de soportar de manera más prominente las fuerzas de corte en comparación con otros elementos verticales como las columnas. Inicialmente, se ubicarán las placas de concreto armado en donde se crean necesarias y se llevará a cabo una verificación del control de desplazamientos y la resistencia al corte de los muros. Dependiendo de la sollicitación por corte inducida por sismos, se procederá a ajustar las dimensiones, reduciendo en aquellos muros que superen las capacidades requeridas o incrementando en aquellos que demanden mayor resistencia.

CAPITULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO

3.1. Modelamiento de la estructura

El estudio sísmico consiste en cuantificar y evaluar las demandas sísmicas impuestas a la edificación y a sus componentes estructurales que la conforman. Para la realización de dicho análisis, se recurrió a las metodologías planteadas por la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente para asegurar el cumplimiento de sus estándares y recomendaciones. El análisis se efectuó mediante la elaboración de un modelo tridimensional con tres grados de libertad por nivel usando el software ETABS. Además, se asignaron diafragmas rígidos en cada entrepiso, garantizando así una distribución eficiente de las cargas horizontales. Se modelaron elementos que dotan de rigidez a la estructura como muros de corte, vigas peraltas y columnas, los cuales, en conjunto, forman pórticos encargados de contrarrestar las fuerzas generadas por el sismo. Finalmente, se distribuyó el peso de los tabiques en las losas macizas, en las vigas peraltadas y chatas correspondientes y se asignó una condición de empotramiento a todos los elementos en la base de la edificación. Para la evaluación de las solicitaciones sísmicas que actúan sobre la estructura en su conjunto, se realizaron a lo largo de este capítulo dos análisis: análisis modal espectral y análisis estático, a través de los cuales se pueden cuantificar las cargas sísmicas.

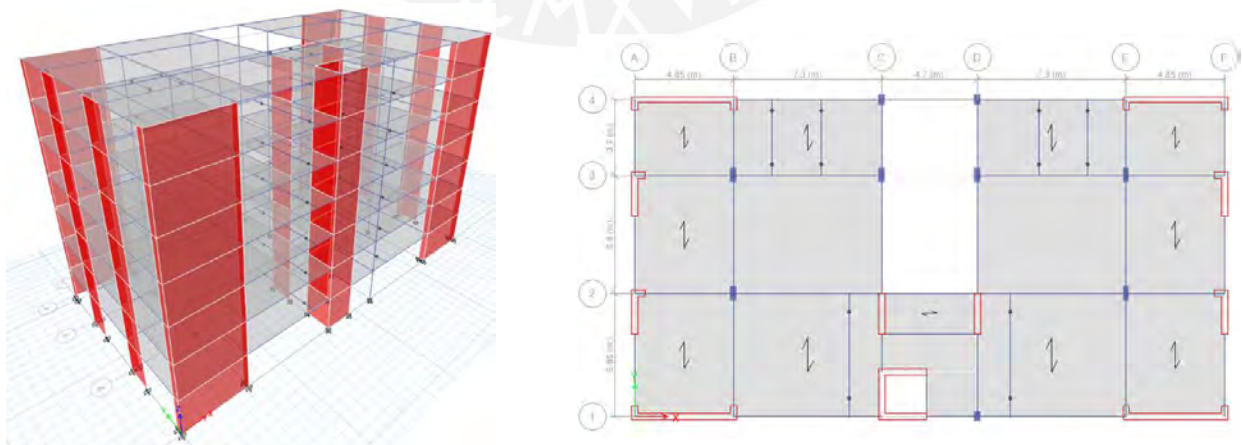


Imagen 3.1: Modelo tridimensional de la edificación

3.2. Parámetros sísmicos

Los parámetros sísmicos utilizados fueron obtenidos a partir de lo mencionado en la Norma E.030 (2018). Estos parámetros son utilizados para la determinación de la cortante basal a partir del análisis estático y para determinar el espectro usado en el análisis dinámico. A continuación, se detalla la manera en la que se determinaron cada uno de los parámetros en mención.

- **Factor de zona (Z)**

Según es mencionado en la Norma E.030 de diseño sismorresistente, el territorio nacional se divide en 4 zonas a partir de criterios como la distribución de la sismicidad observada o las características de los movimientos sísmicos (RNE, 2018). A cada zona, se le asigna un valor correspondiente del parámetro Z, siendo este interpretado como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años (RNE, 2018). Debido a la ubicación de la presente estructura, le corresponde un valor de $Z=0.45$ (zona 4).

- **Factor de uso (U)**

Este factor está asociado al nivel de relevancia de la edificación. Según la Norma E.030, existen tres categorías a las cuales les corresponde respectivamente un valor del parámetro U. El uso de la presente estructura es de viviendas por lo que le corresponde un valor equivalente $U=1$ (edificación común).

- **Parámetros de sitio (S, TP y TL)**

El parámetro S se encuentra en función al perfil de suelo representativo sobre el cual esta cimentada la edificación. Asimismo, a partir de determinar los parámetros S y el factor de zona, se podrán encontrar los parámetros TP y TL. La presente estructura se encuentra cimentada sobre un buen suelo (S1 y zona 4), por lo que, a partir de los parámetros previamente encontrados, le corresponden unos valores de $TP=0.4$ s y $TL=2.5$ s.

- **Factor de amplificación sísmica (C)**

Según es mencionado en la Norma E.030, el parámetro sísmico (C) es interpretado como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo (RNE, 2018).

Es así, que el este parámetro queda definido a partir de las siguientes expresiones:

$$T < TP \qquad C = 2.5$$

$$TP < T < TL \qquad C = 2.5 * \frac{TP}{T}$$

$$T > TL \qquad C = 2.5 * \left(\frac{TP*TL}{T^2}\right)$$

- **Coefficiente de reducción sísmica (R)**

Para el desarrollo del estudio sísmico, se asumió inicialmente un R=6 en ambas direcciones, lo que corresponde a un esquema estructural basado principalmente en muros de corte. Debido a que la edificación presenta una configuración regular en altura, no se identifica irregularidad bajo este criterio. Sin embargo, con respecto a irregularidades en planta, la edificación presenta irregularidad de diafragma, lo cual se verifica en el desarrollo del capítulo, por lo que hay que multiplicar al valor inicial de R=6, por un factor de 0.85. Finalmente, el valor de (R) se puede encontrar a través del siguiente calculo:

$$R = R_o * I_a * I_p$$

En donde:

- R_o : Coeficiente de reducción sísmica asumido al inicio
- I_a : Factor de irregularidad en altura
- I_p : Factor de irregularidad en planta

Para el caso de la estructura en mención:

$$R = 6*1*0.85$$

$$R = 5.1$$

3.3. Peso de la estructura

Dada la relación directa entre el peso estructural y las demandas sísmicas que influenciarán a la edificación, es esencial efectuar un metrado manual para contrastarlo con el metrado brindado por el software ETABS. Para edificaciones residenciales, se trabaja con una sobrecarga equivalente de 200 kg/m² en los niveles tipo y de 100 kg/m² en la azotea. Asimismo, el peso sísmico se calculará sumando el 100% de la carga muerta al 25% de la carga viva. Los metrados correspondientes se presentan en los apartados siguientes.

Tabla 3.1: Metrado manual de elementos que conforman el piso típico

Nivel	Elemento	Peso (ton)	P total (ton)
Piso Típo	Losas aligeradas	74.70	426.21
	Losas macizas	36.77	
	Vigas peraltadas	76.58	
	Columnas	14.50	
	Placas	85.60	
	Tabiquería	105.50	
	Piso terminado	32.56	

Tabla 3.2: Peso total de la estructura a partir del metrado manual realizado

Nivel	CM (ton)	CV (ton)	Psismo (ton)	Área (m ²)	Wcm (ton/m ²)	Wcv (ton/m ²)	Wsis (ton/m ²)	Masa Sis (ton.s ² /m)
Nivel 1	426.21	74.00	444.71	368.00	1.16	0.20	1.21	45.33
Nivel 2	426.21	74.00	444.71	368.00	1.16	0.20	1.21	45.33
Nivel 3	426.21	74.00	444.71	368.00	1.16	0.20	1.21	45.33
Nivel 4	426.21	74.00	444.71	368.00	1.16	0.20	1.21	45.33
Nivel 5	426.21	74.00	444.71	368.00	1.16	0.20	1.21	45.33
Nivel 6	426.21	74.00	444.71	368.00	1.16	0.20	1.21	45.33
Nivel 7	426.21	37.00	435.46	368.00	1.16	0.10	1.18	44.39
Total	2983.47	481.00	3103.72	2576.00				

Tabla 3.3: Peso total de la estructura a partir del modelado realizado

Nivel	Masa Sis (ton.s2/m)	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
Nivel 1	48.34	14.41	7.81	13.96	7.08
Nivel 2	48.34	14.41	7.81	13.71	7.31
Nivel 3	48.34	14.41	7.81	13.65	7.38
Nivel 4	48.34	14.41	7.81	13.67	7.41
Nivel 5	48.34	14.41	7.81	13.72	7.43
Nivel 6	48.34	14.41	7.81	13.78	7.43
Nivel 7	33.17	14.46	7.70	13.82	7.44
P total (ton)	3170.95				

3.4. Verificación de irregularidades

- **IRREGULARIDAD TORSIONAL**

Se considera que existe un comportamiento torsional irregular cuando, en cualquiera de las direcciones evaluadas, el desplazamiento relativo máximo de un entrepiso en uno de los extremos del edificio, calculado incorporando la excentricidad accidental, supera en más de 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso bajo la misma condición de carga. Seguidamente, se muestran en los cuadros 3.4 y 3.5 los ratios encontrados a partir del análisis sísmico realizado.

Tabla 3.4: Ratios de torsión en la dirección “x”

NIVEL	CASO	Max Desplazamiento	Desplazamiento Prom.	Ratio
Nivel 7	DESP INEL X EXC Y+	0.00783	0.007132	1.09
	DESP INEL X EXC Y-	0.007539	0.00727	1.03
Nivel 6	DESP INEL X EXC Y+	0.008128	0.007326	1.10
	DESP INEL X EXC Y-	0.007763	0.007454	1.04
Nivel 5	DESP INEL X EXC Y+	0.008141	0.007261	1.12
	DESP INEL X EXC Y-	0.007708	0.007376	1.04
Nivel 4	DESP INEL X EXC Y+	0.007717	0.00681	1.13
	DESP INEL X EXC Y-	0.007246	0.006907	1.04
Nivel 3	DESP INEL X EXC Y+	0.006697	0.005848	1.14
	DESP INEL X EXC Y-	0.006232	0.005919	1.05
Nivel 2	DESP INEL X EXC Y+	0.004989	0.004304	1.15
	DESP INEL X EXC Y-	0.004592	0.004347	1.05
Nivel 1	DESP INEL X EXC Y+	0.002335	0.001993	1.17
	DESP INEL X EXC Y-	0.002112	0.002006	1.05

Tabla 3.5: Ratios de torsión en la dirección “y”

NIVEL	CASO	Max Desplazamiento	Desplazamiento Prom.	Ratio
NIVEL 7	DESP INEL Y EXC X+	0.007536	0.005858	1.27
	DESP INELY EXC X-	0.006744	0.005914	1.14
NIVEL 6	DESP INEL Y EXC X+	0.009228	0.007257	1.27
	DESP INELY EXC X-	0.008255	0.007335	1.12
NIVEL 5	DESP INEL Y EXC X+	0.01073	0.008522	1.25
	DESP INELY EXC X-	0.009584	0.00862	1.11
NIVEL 4	DESP INEL Y EXC X+	0.011629	0.009305	1.25
	DESP INELY EXC X-	0.010372	0.009418	1.10
NIVEL 3	DESP INEL Y EXC X+	0.011419	0.009205	1.24
	DESP INELY EXC X-	0.010186	0.009322	1.09
NIVEL 2	DESP INEL Y EXC X+	0.009554	0.00776	1.23
	DESP INELY EXC X-	0.008554	0.007866	1.08
NIVEL 1	DESP INEL Y EXC X+	0.004596	0.003744	1.22
	DESP INELY EXC X-	0.004155	0.003801	1.09

Como es posible verificar en ambas tablas previamente mostradas se observa que los indicadores de torsión obtenidos se encuentran dentro de valores aceptables, lo que permite afirmar que la edificación no evidencia un comportamiento torsional desfavorable..

- **IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ – PISO BLANDO**

Se identifica una condición de irregularidad vinculada a la rigidez cuando, al evaluar cualquiera de las direcciones consideradas, la rigidez lateral de un determinado nivel es inferior al 70 % de la correspondiente al nivel inmediatamente superior, o cuando no alcanza el 80 % del valor medio de la rigidez lateral de los tres niveles superiores contiguos. A continuación, en los cuadros 3.6 y 3.7 se verifica que no se debe de castigar a la estructura con esta irregularidad.

Tabla 3.6: Verificación de irregularidad de rigidez dirección XX

NIVEL	Vx (ton)	ΔX (m)	"K" entrepiso (Ton/m)	K superior * 0.7 (Ton/m)	Cumple	K prom 3 sup*0.8 (Ton/m)	Cumple
NIVEL 7	118.78	0.001679	70753.6	-	-	-	-
NIVEL 6	242.59	0.001721	140922.9	49527.53	Si	-	-
NIVEL 5	334.12	0.001703	196160.0	98646.01	Si	-	-
NIVEL 4	402.76	0.001595	252521.9	137311.98	Si	135945.48	Si
NIVEL 3	452.84	0.001367	331265.6	176765.30	Si	196534.90	Si
NIVEL 2	485.57	0.001004	483656.9	231885.89	Si	259982.46	Si
NIVEL 1	500.71	0.000463	1080682.7	338559.83	Si	355814.77	Si

Tabla 3.7: Verificación de irregularidad de rigidez dirección YY

NIVEL	Vy (ton)	ΔX (m)	"K" entrepiso (Ton/m)	K superior * 0.7 (Ton/m)	Cumple	K prom 3 sup*0.8 (Ton/m)	Cumple
NIVEL 7	111.0538	0.001366	81313.96	-	-	-	-
NIVEL 6	237.3195	0.001694	140098.37	56919.77	Si	-	-
NIVEL 5	339.1787	0.001991	170381.74	98068.86	Si	-	-
NIVEL 4	419.2513	0.002175	192763.94	119267.21	Si	130598.02	Si
NIVEL 3	477.9917	0.002153	222047.69	134934.76	Si	167748.02	Si
NIVEL 2	514.8903	0.001817	283438.88	155433.38	Si	195064.45	Si
NIVEL 1	529.857	0.000878	603615.06	198407.21	Si	232750.17	Si

• IRREGULARIDAD DE MASA O PESO

Se considera que existe una condición de irregularidad asociada a la masa cuando el peso correspondiente a un determinado nivel supera en más de una vez y media veces al peso del nivel contiguo. No obstante, este criterio no resulta aplicable en los niveles de azotea ni en los sótanos. Sin embargo, la distribución de la edificación a lo largo de la altura es constante por lo que no se cuenta con un cambio de masa. A continuación, en el cuadro 3.8 se valida que no se cumple esta irregularidad.

Tabla 3.8: Verificación de irregularidad de peso o masa

Nivel	Masa (tonf- s ² /m)	Relación
Nivel 7	33.17	
Nivel 6	48.34	1
Nivel 5	48.34	1
Nivel 4	48.34	1
Nivel 3	48.34	1
Nivel 2	48.34	1
Nivel 1	48.34	1

- **DISCONTINUIDAD DE DIAFRAGMA**

Se identifica la presencia de una abertura significativa en la zona central de la estructura, lo cual afecta la continuidad del diafragma. Este comportamiento se presenta cuando la sección efectiva que contribuye a la resistencia del diafragma representa menos del 25 % del área total del mismo, condición que se asocia a una irregularidad de este tipo. Para el caso analizado, la relación entre la longitud resistente y la longitud total del diafragma se expresa como:

$$\frac{L_{resistente}}{L_{total}} = \frac{3.19}{14.90} = 21.4\%$$

Según el cálculo previamente realizado, la estructura cuenta con discontinuidad de diafragma y será castigada con el coeficiente correspondiente.

3.5. Modos de vibración

El estudio dinámico de la estructura permite identificar las formas principales en las que esta responde ante acciones sísmicas. Dichas formas de respuesta están asociadas a los modos que concentran una mayor participación de masa, los cuales tienen una influencia determinante en el comportamiento global del sistema. A partir de este procedimiento, también es posible obtener los períodos característicos que describen la respuesta vibratoria de la estructura. En los apartados siguientes se presentan los modos de vibración más representativos, junto con los períodos correspondientes a cada uno de ellos.

Tabla 3.9: Modos de vibración y periodos

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ
1	0.401	0.0023	0.744	0.0029
2	0.345	0.6831	0.0023	0.0044
3	0.285	0.0035	0.0034	0.7218
4	0.112	0.00004471	0.1394	0.0005
5	0.077	0.1232	0.0002	0.0645
6	0.074	0.0817	0.0005	0.097
7	0.054	0.00001108	0.0541	0.0002

Del análisis de los resultados obtenidos se identifica que la respuesta dinámica de la estructura está dominada por los primeros tres modos de vibración, los cuales concentran la mayor participación de masa y, por tanto, gobiernan el comportamiento global del sistema. En consecuencia, se determina que el período asociado a la dirección Y es de 0.40 s, mientras que el correspondiente a la dirección X alcanza un valor de 0.34 s.

3.6. Análisis estático

Las fuerzas obtenidas a partir de este método actúan en los centros de masas de cada uno de los pisos. Para llevar a cabo este análisis se emplearon los los parámetros sísmicos previamente mencionados. Seguidamente, se presentan las relaciones indicadas en la Norma E.030 para el cálculo de dichas fuerzas.

Para encontrar el periodo de la edificación, es una buena estimación encontrarlo de la siguiente manera:

$$T = \frac{hn}{Ct}$$

Siendo hn la altura de la edificación y ct un calor equivalente a 60 debido a que se trata de una edificación con presencia de muros de corte. De esta manera, el periodo aproximado es 0.31 s. de la misma manera, a través de un análisis traslacional puro a lo largo de los sentidos X e Y, se procede a encontrar este periodo. Para la dirección X el periodo encontrado es de 0.35 s, mientras que para el periodo en Y es de 0.39 s. Estos periodos se comparan con el valor de T_p y al ser

menores que 0.4, se opta por un valor de C igual a 2.5. Se procede a encontrar el valor de la fuerza cortante en la base de la edificación como:

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

$$V = 694 \text{ Ton}$$

Asimismo, para encontrar la distribución de esta fuerza a lo largo de los entrepisos, se utilizan las expresiones indicadas en la Norma E.030. Seguidamente, se presenta la forma en que dichas fuerzas se distribuyen en cada entrepiso:

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

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

Tabla 3.10: Fuerza cortante por piso

Nivel	Masa	Peso (ton)	hi (m)	Pj*hj^k	αi	Fi (ton)	V(ton)
Piso 7	32.98	323.51	18.50	5985.00	0.19	129.13	129.13
Piso 6	47.95	470.44	15.90	7479.97	0.23	161.39	290.53
Piso 5	47.95	470.44	13.25	6233.30	0.19	134.49	425.02
Piso 4	47.95	470.44	10.60	4986.64	0.16	107.59	532.61
Piso 3	47.95	470.44	7.95	3739.98	0.12	80.70	613.31
Piso 2	47.95	470.44	5.30	2493.32	0.08	53.80	667.10
Piso 1	47.95	470.44	2.65	1246.66	0.04	26.90	694.00

3.7. Análisis dinámico modal espectral

A diferencia del análisis estático, el análisis dinámico presenta un grado mayor de precisión. Es de esta manera, que a partir de lo propuesto por la Norma E.030 se realiza, a través del modelado en ETABS, el análisis dinámico modal espectral. A continuación, se evidencia el espectro de pseudo aceleraciones al que será sometida la presente edificación.

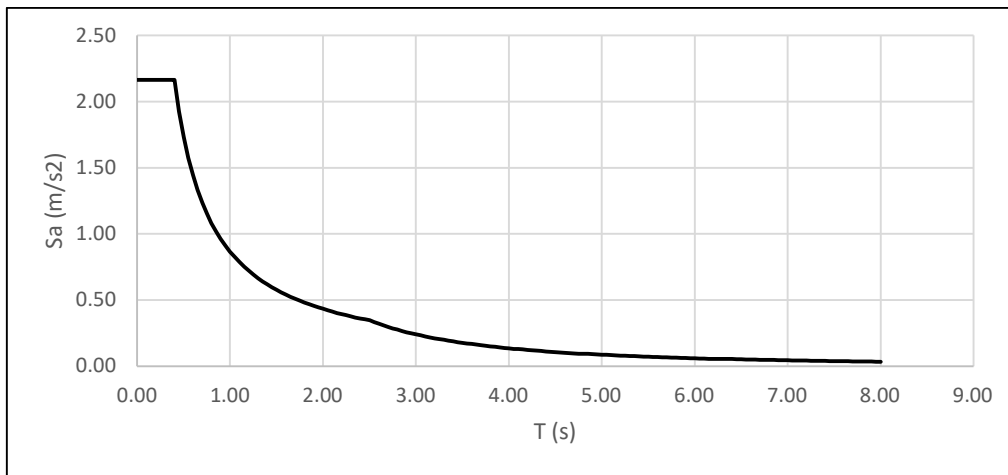


Imagen 3.2: Espectro al cual será cometido la estructura

De esta manera, con el espectro previamente definido para la realización del análisis, se presentan a continuación en las tablas 3.11, 3.12, 3.13 y 3.14 los resultados obtenidos de derivas, así como las respectivas fuerzas y momentos en ambas direcciones. Como es indicado en la norma E.030 de Diseño Sismorresistente, en estructuras de concreto armado, las derivas no deben de superar 0.007. Es importante mencionar que para la verificación de las derivas y para la determinación de las fuerzas y momentos, se consideraron ambas excentricidades por eje.

Tabla 3.11: Desplazamientos relativos de entrepiso en la dirección “X”

Nivel	Caso de análisis	Dirección	Deriva 0/00	¿Cumple?
Azotea	Deriva en x (excentricidad +)	X	0.00295	Si
Azotea	Deriva en X (excentricidad -)	X	0.00284	Si
Nivel 6	Deriva en x (excentricidad +)	X	0.00306	Si
Nivel 6	Deriva en X (excentricidad -)	X	0.00292	Si
Nivel 5	Deriva en x (excentricidad +)	X	0.00307	Si
Nivel 5	Deriva en X (excentricidad -)	X	0.00290	Si
Nivel 4	Deriva en x (excentricidad +)	X	0.00291	Si
Nivel 4	Deriva en X (excentricidad -)	X	0.00273	Si
Nivel 3	Deriva en x (excentricidad +)	X	0.00252	Si
Nivel 3	Deriva en X (excentricidad -)	X	0.00235	Si
Nivel 2	Deriva en x (excentricidad +)	X	0.00188	Si
Nivel 2	Deriva en X (excentricidad -)	X	0.00173	Si
Nivel 1	Deriva en x (excentricidad +)	X	0.00088	Si
Nivel 1	Deriva en X (excentricidad -)	X	0.00079	Si

Tabla 3.12: Desplazamientos relativos de entrepiso en la dirección “Y”

Nivel	Caso de análisis	Dirección	Deriva 0/00	¿Cumple?
Azotea	Deriva en Y (excentricidad +)	Y	0.00284	Si
Azotea	Deriva en Y (excentricidad -)	Y	0.00254	Si
Nivel 6	Deriva en Y (excentricidad +)	Y	0.00348	Si
Nivel 6	Deriva en Y (excentricidad -)	Y	0.00311	Si
Nivel 5	Deriva en Y (excentricidad +)	Y	0.00404	Si
Nivel 5	Deriva en Y (excentricidad -)	Y	0.00361	Si
Nivel 4	Deriva en Y (excentricidad +)	Y	0.00438	Si
Nivel 4	Deriva en Y (excentricidad -)	Y	0.00391	Si
Nivel 3	Deriva en Y (excentricidad +)	Y	0.00430	Si
Nivel 3	Deriva en Y (excentricidad -)	Y	0.00384	Si
Nivel 2	Deriva en Y (excentricidad +)	Y	0.00360	Si
Nivel 2	Deriva en Y (excentricidad -)	Y	0.00322	Si
Nivel 1	Deriva en Y (excentricidad +)	Y	0.00173	Si
Nivel 1	Deriva en Y (excentricidad -)	Y	0.00156	Si

Tabla 3.13: Momentos flectores y fuerzas cortantes en la dirección “X” en el análisis espectral

Nivel	Caso de análisis	VX (tonf)	VY (tonf)	MX (tonf-m)	MY (tonf-m)
Azotea	Sis X (excentricidad +)	112.50	4.45	11.79	298.13
Azotea	Sis X (excentricidad -)	118.78	8.69	23.02	314.77
Piso 6	Sis X (excentricidad +)	233.61	9.88	37.75	913.21
Piso 6	Sis X (excentricidad -)	242.59	19.98	75.93	951.99
Piso 5	Sis X (excentricidad +)	324.14	14.43	75.64	1760.23
Piso 5	Sis X (excentricidad -)	334.12	29.57	154.19	1821.71
Piso 4	Sis X (excentricidad +)	391.62	18.01	122.83	2776.16
Piso 4	Sis X (excentricidad -)	402.76	37.15	252.40	2860.86
Piso 3	Sis X (excentricidad +)	439.73	20.67	176.69	3910.04
Piso 3	Sis X (excentricidad -)	452.84	42.53	364.70	4020.67
Piso 2	Sis X (excentricidad +)	470.07	22.34	234.73	5118.26
Piso 2	Sis X (excentricidad -)	485.57	45.64	485.13	5259.71
Piso 1	Sis X (excentricidad +)	483.47	23.02	294.60	6363.64
Piso 1	Sis X (excentricidad -)	500.71	46.71	608.44	6541.12

Tabla 3.14: Fuerzas cortantes y momentos flectores en la dirección “Y” en el análisis espectral

Nivel	Caso de análisis	VX (tonf)	VY (tonf)	MX (tonf-m)	MY (tonf-m)
Azotea	Sismo en Y (excentricidad +)	5.20	107.25	284.22	13.78
Azotea	Sismo en Y (excentricidad -)	10.17	111.05	294.29	26.94
Piso 6	Sismo en Y (excentricidad +)	10.38	228.64	883.81	40.77
Piso 6	Sismo en Y (excentricidad -)	22.29	237.32	916.84	85.87
Piso 5	Sismo en Y (excentricidad +)	14.18	326.43	1735.76	77.78
Piso 5	Sismo en Y (excentricidad -)	31.73	339.18	1802.44	169.84
Piso 4	Sismo en Y (excentricidad +)	16.93	403.36	2783.61	121.73
Piso 4	Sismo en Y (excentricidad -)	38.56	419.25	2892.28	271.85
Piso 3	Sismo en Y (excentricidad +)	18.86	459.88	3973.66	170.37
Piso 3	Sismo en Y (excentricidad -)	42.96	477.99	4130.11	385.45
Piso 2	Sismo en Y (excentricidad +)	20.02	495.48	5253.42	221.87
Piso 2	Sismo en Y (excentricidad -)	45.26	514.89	5461.03	505.11
Piso 1	Sismo en Y (excentricidad +)	20.51	510.03	6574.05	274.73
Piso 1	Sismo en Y (excentricidad -)	46.01	529.86	6834.05	626.77

De la evaluación de los resultados obtenidos se verifica que los desplazamientos relativos entre niveles se mantienen dentro de valores admisibles, sin que ninguno de ellos exceda el límite de 0.007. Por otro lado, al analizar la respuesta en cada una de las direcciones consideradas, se establece que la fuerza cortante en el primer nivel no debe ser inferior a un porcentaje mínimo del valor determinado mediante el análisis estático, siendo este del 80 % para configuraciones regulares y del 90 % cuando la estructura presenta irregularidades. En el caso de la edificación analizada, esta se clasifica como irregular debido a la discontinuidad de diafragma presente en planta. En consecuencia, en el cuadro 3.15 se efectúa la contraposición de las fuerzas cortantes basales obtenidas a partir de ambos procedimientos de análisis y para cada una de las direcciones evaluadas.

Tabla 3.15: Cortantes basales obtenidas del análisis dinámico y estático

Caso de análisis	Sentido	V estática (tonf)	90% V estática (tonf)	V dinámica (tonf)	Factor
Sis en X (excentricidad +)	X	694.00	624.60	475.01	1.31
Sis en X (excentricidad -)	X	694.00	624.60	498.60	1.25
Sis en Y (excentricidad +)1	Y	694.00	624.60	501.57	1.25
Sis en Y (excentricidad -)	Y	694.00	624.60	520.87	1.20

Finalmente, en el cuadro previamente mostrado, no se cumple con lo indicado en la norma E.030, ya que la fuerza cortante encontrada a través del análisis dinámico no alcanza al 90 % del cortante estático. Es por lo previamente mencionado, que se encuentra a través de una división el factor por el cual se debe multiplicar a la cortante dinámica para igualar numéricamente el 90% de la cortante estática.

- **VERIFICACIÓN DEL COEFICIENTE DE REDUCCION SISMICA R_0**

Para la realización del análisis sísmico, se asumió un coeficiente de reducción inicial igual a 6 para ambas direcciones. Es así, que con la finalidad de verificar si esta asunción esta correcta, para que una edificación presente un coeficiente de reducción sísmica igual a 6, los muros que la conforman deben de asumir el 70% como mínimo de la cortante basal actuante en ambas direcciones. En ese sentido, en el cuadro 3.16 se procede a presentar la justificación del factor escogido:

Tabla 3.16: Verificación del coeficiente de reducción sísmica

Dirección	V basal (ton)	V Muros (ton)	%
XX	498.60	473.67	95%
YY	520.87	489.62	94%

3.8. Junta sísmica

De acuerdo con los criterios de separación entre edificaciones, toda estructura debe disponerse a una distancia mínima “s” respecto a construcciones adyacentes, medida desde el nivel del terreno natural, con el fin de evitar posibles impactos durante un evento sísmico. Esta separación

mínima, denominada junta sísmica, permite garantizar un comportamiento independiente entre edificaciones vecinas frente a desplazamientos laterales. De esta manera, existen dos maneras de poder calcular esta distancia:

- La separación requerida debe ser, como mínimo, equivalente a dos tercios de la suma de los desplazamientos laterales de ambas edificaciones.
- La distancia “s” no debe ser menor que 0.006 veces la altura del edificio o mínimo 3 cm.

Debido a que no se conoce los desplazamientos de la edificación vecina y para estar del lado de la seguridad, se opta por determinar la distancia la distancia de separación a través del segundo método mencionado. Para la presente edificación se tiene:

$$“h”= 18.55 \text{ m}$$

$$“s”=0.006*18.55 = 0.11 \text{ m}$$

Finalmente, a partir de los cálculos previamente mencionados la junta sísmica queda definida por el valor de $s*0.5$.

$$“s”= 6 \text{ cm}$$

CAPITULO 4: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS

4.1. Diseño y análisis de losas aligeradas

Las losas aligeradas utilizadas en el presente proyecto trabajan en una sola dirección y se encuentra apoyadas en vigas peraltadas. Las viguetas que conforman el aligerado estarán espaciadas 0.40m entre ellas y tendrán un peralte de 0.20m. Seguidamente, en la imagen 4.1 se presenta la sección planteada para la losa aligerada.

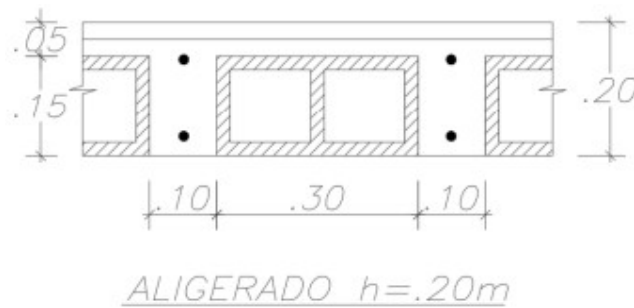


Imagen 4.1: Sección típica del aligerado

4.1.1 Metrado de cargas

Para la realización del metrado de cargas se hizo uso de la Norma E.020 de Cargas. De esta manera se mencionan las siguientes propiedades de los materiales:

- Peso específico del concreto: 2.40 ton/m³
- Peso específico de la albañilería: 1.80 ton/m³
- Espesor del contrapiso: 0.05 m

Se realizará a manera de ejemplo el metrado para una vigueta de ancho tributario de 0.40 m situada en el cruce de los ejes A-D y 1-2. Seguidamente, se exponen los resultados obtenidos del metrado, así como las imágenes 4.2 y 4.3 en las cuales se identifica su posición dentro de la planta y la idealización de dicha vigueta.

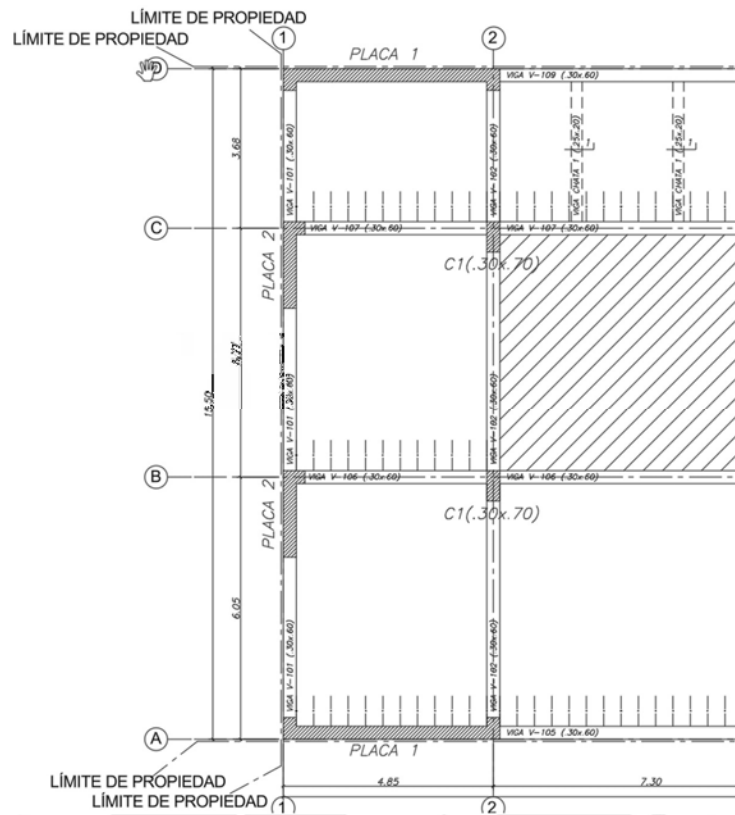


Imagen 4.2: Ubicación en planta de la vigueta a analizar

- Medrado de carga muerta (W_d):

Peso Propio: $0.4 \times 0.3 = 0.12 \text{ ton/m}$

Piso terminado: $0.4 \times 0.1 = 0.04 \text{ ton/m}$

Carga puntual: $0.4 \times (1.8 \times 0.15 \times 2.45) = 0.26 \text{ ton}$

$W_d = 0.16 \text{ ton/m}$

- Medrado de carga viva (W_v):

Sobrecarga: $0.4 \times 0.2 = 0.08 \text{ ton/m}$

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

- Carga Servicio

Carga Servicio: $W_d + W_v = 0.24 \text{ ton/m}$

- Carga última (W última)

$$W \text{ ultima: } 1.4 W_d + 1.7 W_v = 0.36 \text{ ton/m}$$

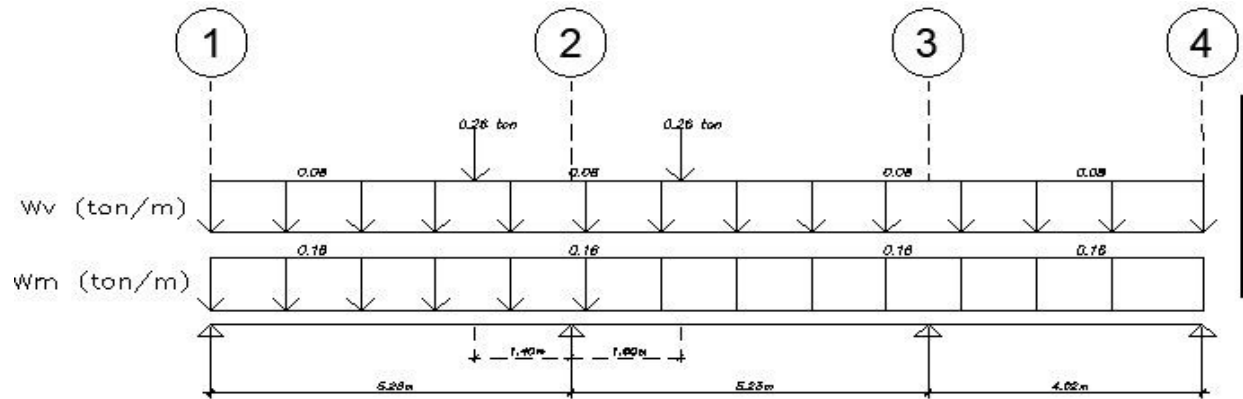


Imagen 4.3: Idealización de vigueta ubicada entre los ejes A-D y 1-2

Finalmente, del metrado previamente realizado y utilizando alternancia de cargas con la finalidad de poder encontrar los momentos máximos positivos como negativos, se procede a presentar en las imágenes 4.4 y 4.5 los diagramas de fuerza cortante y de momento flector respectivamente.

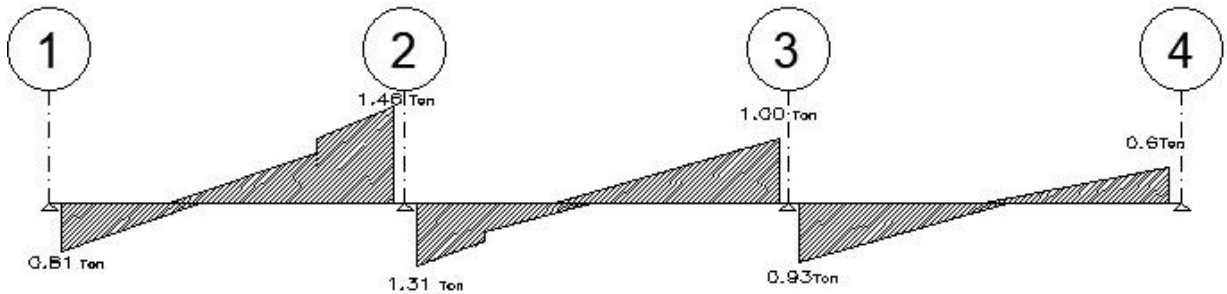


Imagen 4.4: Diagrama de fuerza cortante de vigueta ubicada entre los ejes A-D y 1-2

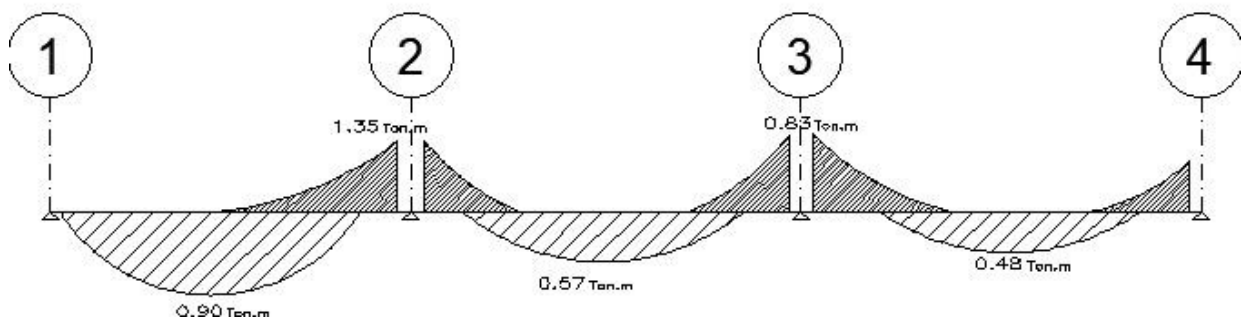


Imagen 4.5: Diagrama de fuerza cortante de vigueta ubicada entre los ejes A-D y 1-2

4.1.2 Diseño de losas aligeradas

Para la realización del análisis estructural se empleará un esquema de vigueta típica simplemente apoyada en las respectivas vigas peraltadas. Asimismo, como se mostró previamente en las imágenes 4.4 y 4.5, por medio del software ETABS se obtuvieron los diagramas de fuerzas cortantes y de momentos flectores últimos necesarios para el cálculo del diseño por flexión y poder verificar el cortante actuante.

4.1.3 Diseño por Flexión

Se detallará el diseño por flexión de la vigueta previamente descrita. En primer lugar, se exponen las características y dimensiones consideradas en el diseño. Luego, se determina la cuantía de refuerzo necesaria mínima y máxima tanto negativa como positiva. Finalmente, ya siendo encontradas las cuantías mínimas, máximas y de temperatura se evalúa el refuerzo definitivo requerido en las zonas de momento positivo y negativo, en función del momento último actuante.

- Altura de la vigueta (h) = 0.20 m
- Ancho de la sección para momento positivo (b) = 0.40 m
- Ancho de la sección para momento negativo (b) = 0.10 m
- Peralte efectivo (d) = 0.17 m
- Factor de reducción por flexión (ϕ) = 0.9
- Ancho de la vigueta (b_w) = 0.10 m

El acero mínimo negativo debe de proporcionar como mínimo 1.2 veces el momento de agrietamiento. De la misma manera, el acero mínimo positivo se encuentra a través de la expresión mostrada a continuación:

$$A_s \text{ min } + = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d$$

$$A_s \text{ min } + = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} * 10 * 17 = 0.41 \text{ cm}^2$$

De asegurar 1.2 veces el momento de agrietamiento se obtiene:

$$As_{\min -} = 1.00 \text{ cm}^2$$

De la misma manera, el área de acero positivo y negativo máximo no deberá de exceder el 75% del área de refuerzo en la falla balanceada. De esta manera obtenemos lo siguiente:

$$As_{\max +} = 7.49 \text{ cm}^2$$

$$As_{\max -} = 2.71 \text{ cm}^2$$

Asimismo, el acero de temperatura queda definido a través de la siguiente expresión, en donde h es el espesor de 0.05m de losa y b_w es un 1m.

$$As_{\text{temperatura}} = 0.0018 * b_w * h = 0.9 \text{ cm}^2$$

Habiendo previamente definido las cuantías mínimas y máximas, así como los momentos últimos de diseño, a continuación, en las tablas 4.1, 4.2 y 4.3 se detalla el diseño de cada paño que conforma la vigueta en cuestión.

Tabla 4.1: Diseño de vigueta entre los ejes A-B y 1-2

Ubicación	Mu (ton.m)	Tipo de momento	b (cm)	As mínimo (cm ²)	As requerido (cm ²)	As instalado (cm ²)
Izquierda	0	-	-	0.41	0.41	1 ϕ 3/8"
Centro	0.9	Positivo	40	0.41	1.46	1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 1/2"
Derecha	1.35	Negativo	10	1.00	2.55	2 ϕ 1/2"

Tabla 4.2: Diseño de vigueta entre los ejes B-C y 1-2

Ubicación	Mu (ton.m)	Tipo de momento	b (cm)	As mínimo (cm ²)	As requerido (cm ²)	As instalado (cm ²)
Izquierda	1.35	Negativo	10	1.00	2.55	2 ϕ 1/2"
Centro	0.57	Positivo	40	0.41	0.90	1 ϕ 1/2"
Derecha	0.83	Negativo	10	1.00	1.43	1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 1/2"

Tabla 4.3: Diseño de vigueta entre los ejes A-B y 2-3

Ubicación	Mu (ton.m)	Tipo de momento	b (cm)	As mínimo (cm ²)	As requerido (cm ²)	As instalado (cm ²)
Izquierda	0.83	Negativo	10	1.00	1.43	1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 1/2"
Centro	0.74	Positivo	40	0.41	0.74	1 ϕ 1/2"
Derecha	0	-	10	0.41	0.41	1 ϕ 3/8"

4.1.4 Longitud y ubicación del corte del refuerzo

El corte del acero de refuerzo se realizará a partir del punto de corte teórico, es decir, a partir de dicho punto se le proporcionará una longitud extra con la cual se garantizará que dicho refuerzo alcance desarrollar correctamente el estado de fluencia. Asimismo, se uniformizarán los cortes de acero para losas aligeradas. En primer lugar, a la distancia teórica de corte se le suma el peralte efectivo "d" o doce veces el diámetro de la barra "12db" y se escoge la distancia mayor. Finalmente, a la distancia encontrada, se la compara con las distancias típicas de corte de refuerzo en función a la luz libre y se escoge la mayor. Seguidamente, se muestra en las tablas 4.4 y 4.5 a manera de ejemplo el corte de refuerzo positivo y negativo para un tramo del aligerado.

Tabla 4.4: Corte de refuerzo positivo en el tramo A-B

Tramo A-B Corte de Refuerzo Positivo						
Punto de referencia	Distancia teórica de corte (m)	d (m)	Distancia + "d" o 12db (m)	luz libre "ln" (m)	Distancia típica (ln/7, ln/6)	Distancia utilizada (m)
Izquierda	0.80	0.17	1.00	5.60	0.80	1.00
Derecha	1.20	0.17	1.40	5.60	0.93	1.40

Tabla 4.5: Corte de refuerzo negativo en el tramo A-B Y B-C

Tramo A-B y B-C Corte de Refuerzo Negativo						
Punto de referencia	Distancia teórica de corte (m)	d (m)	Distancia + "d" o 12db (m)	luz libre "ln" (m)	Distancia típica (ln/4, ln/5)	Distancia utilizada (m)
Izquierda	1.50	0.17	1.67	5.60	1.40	1.70
Derecha	1.30	0.17	1.47	5.46	1.35	1.50

4.1.5 Diseño por Cortante

En el análisis asociado al comportamiento a cortante, es necesario comprobar si la contribución resistente del concreto resulta suficiente para absorber las acciones cortantes actuantes en la sección. En caso de que dicha capacidad no sea adecuada, se evalúa la incorporación de ensanches dispuestos de forma alternada, con el propósito de incrementar la capacidad resistente a cortante del elemento. A continuación, a partir de la expresión mostrada se calculan en la tabla 4.8 las resistencias a cortante de la losa típica y de la losa con ensanches respectivamente.

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{F'_c} * bw * d$$

Tabla 4.6: Resistencia al corte del concreto según el tipo de losa aligerada

Tipo	Resistencia al corte "ϕV_c" (ton)
Losa aligerada sin ensanche	1.22
Losa aligerada con ensanche alternado	3.05

De esta manera, a partir del diagrama de fuerza cortante previamente mostrado en la imagen 4.4, se obtiene la mayor fuerza ubicada a una distancia "d" de la cara. Esta fuerza en el apoyo 2 toma el valor de 1.12 ton siendo menor a lo que resiste nuestra sección. A partir de lo cual, no es necesario contar con ensanches alternados. A continuación, en la imagen 4.6 se ilustra el diseño final del tramo analizado.

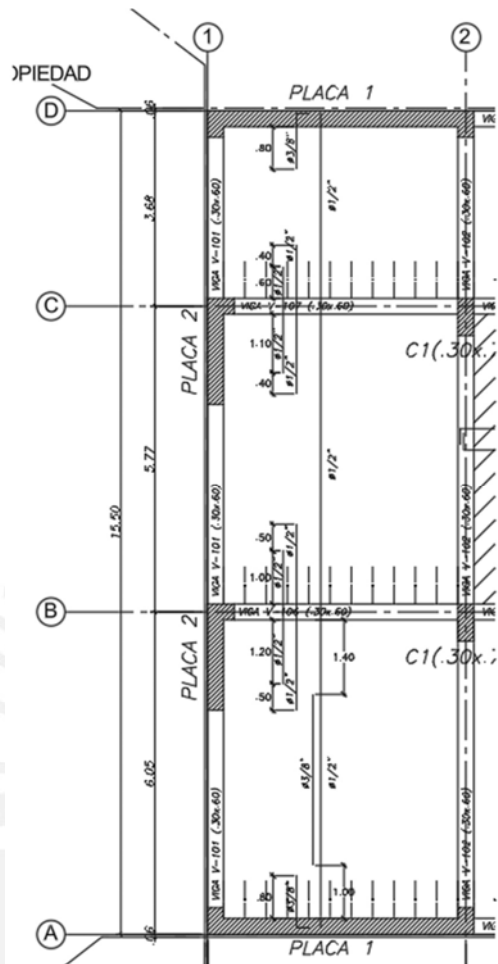


Imagen 4.6: diseño de vigueta ubicada en la intersección entre los ejes A-D y 1-2

4.2 Diseño y análisis de losas macizas

4.2.1 Metrado de cargas

Las losas macizas presentes en la edificación constan de un peralte de 0.20 m. Para el metrado de cargas de gravedad se consideraron el peso propio de la losa, el piso terminado presente, la carga asociada a los tabiques y la sobrecarga. Para el análisis y diseño se modeló la losa en el software Etabs y se la considero apoyada sobre vigas peraltas. Luego, se desarrollará el diseño y análisis de la losa maciza comprendida entre los ejes B-C y 2-3.

- Metrado de carga muerta (W_d)

Peso propio: $2.4 \times 0.2 = 0.48 \text{ ton/m}^2$

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

Carga de tabiques: $0.23 = 0.23 \text{ ton/m}^2$

W_d : $= 0.81 \text{ ton/m}^2$

- Metrado de carga viva (W_v)

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

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

- Carga ultima (W_{ultima})

W_{ultima} : $1.4 \times W_d + 1.7 \times W_v = 1.47 \text{ ton/m}^2$

Asimismo, habiendo realizado el metrado de la losa, se ilustra en la imagen 4.4 y 4.5 los momentos con la finalidad de poder determinar las sollicitaciones de flexión y cortante.

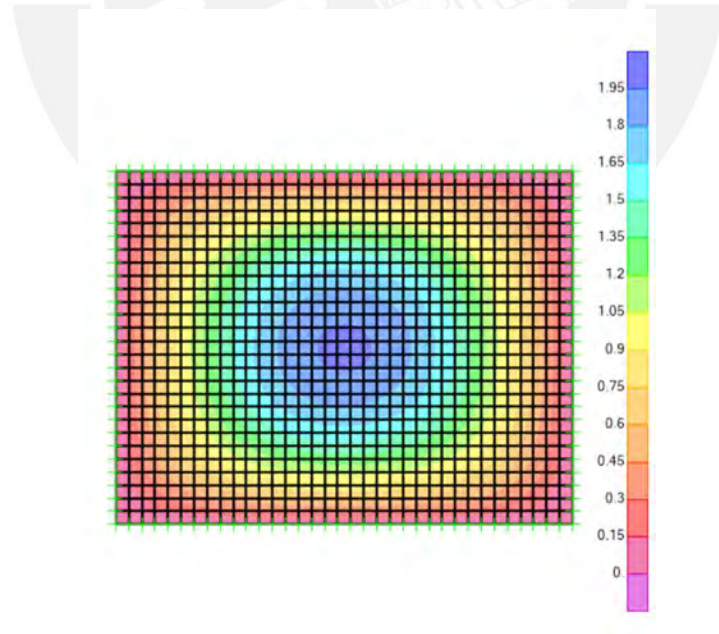


Imagen 4.8: Diagrama de momentos a lo largo de la dirección "X" (ton.m)

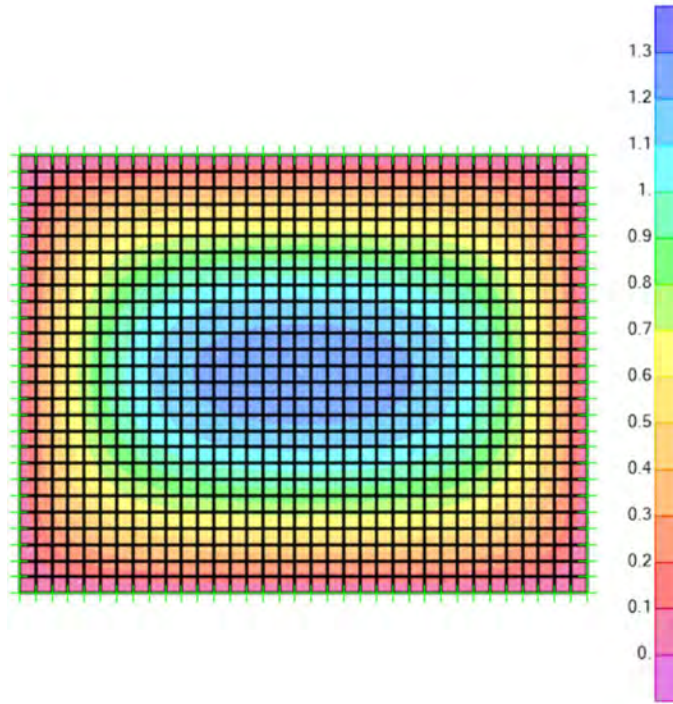


Imagen 4.9: Diagrama de momentos a lo largo de la dirección "Y" (ton.m)

De lo previamente calculado, se muestra seguidamente en las tablas 4.11 y 4.12 un resumen de lo obtenido a partir del análisis.

Tabla 4.11: Momentos últimos a lo largo de los ejes "X" y "Y"

Losa Maciza B-C y 2-3	
Momentos máximo dirección X (ton.m)	Momentos máximo dirección Y (ton.m)
MX+/-	MY+/-
1.27	1.59

Tabla 4.12: Cortantes ultimas a lo largo de los ejes "X" y "Y"

Losa Maciza B-C y 2-3	
Cortante máxima dirección X (ton)	Cortante máxima dirección Y (ton)
VX	VY
1.50	1.67

4.2.2 Diseño por flexión losas macizas

A partir de los valores de momentos últimos previamente mostrados en la tabla 4.11 y 4.12, se procederá a realizar el diseño por flexión. Este consiste en calcular el área de acero requerida junto con su respectivo espaciamiento. De esta manera, se calculan las cuantías mínimas requeridas.

$$\text{Acero minimo (cm}^2\text{)} = 0.0018 * b * h$$

Reemplazando según las características de la losa:

$$\text{Acero minimo (cm}^2\text{)} = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

A continuación, se analizan en ambas direcciones los tramos de momentos más críticos a lo largo de ambas direcciones.

Tabla 4.13: Diseño de losa maciza a lo largo del eje "X"

Ubicación	Tipo de momento	Mu (ton.m)	b (cm)	d (cm)	As requerido (cm ²)	As instalado (cm ²)
Izquierda	Negativo	0	100	17	MIN	1φ3/8"@ 0.20m
Centro	Positivo	1.27	100	17	2.65	1 φ 3/8" @ 0.20m
Derecha	Negativo	0	100	17	MIN	1φ3/8"@ 0.20m

Tabla 4.14: Diseño de losa maciza a lo largo del eje "Y"

Ubicación	Tipo de momento	Mu (ton.m)	b (cm)	d (cm)	As requerido (cm ²)	As instalado (cm ²)
Izquierda	Positivo	0	100	17	MIN	1φ3/8"@ 0.20m
Centro	Negativo	1.59	100	17	3.34	1 φ 3/8" @ 0.20m
Derecha	Positivo	0	100	17	MIN	1φ3/8"@ 0.20m

El diseño contempla malla superior e inferior de acero φ 3/8" ubicado cada 0.20m, de esta manera, se cumple con las solicitaciones de flexión y con el acero mínimo.

4.2.3. Diseño por cortante

La verificación por cortante consiste en comprobar que las solicitaciones existentes sean soportadas totalmente solo por el concreto. Es de esta manera, que se establece la siguiente expresión con la finalidad de poder encontrar la resistencia a corte de la sección.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Reemplazando según las características de la sección se tiene:

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

Se determina que, para un esfuerzo cortante actuante de 2.7 toneladas, la capacidad a cortante ϕV_c es mayor que V_u . Esto garantiza que la sección analizada cumple adecuadamente con las exigencias tanto de cortante como de flexión. En el apartado siguiente se presenta el desarrollo integral del conjunto de losas diseñadas.

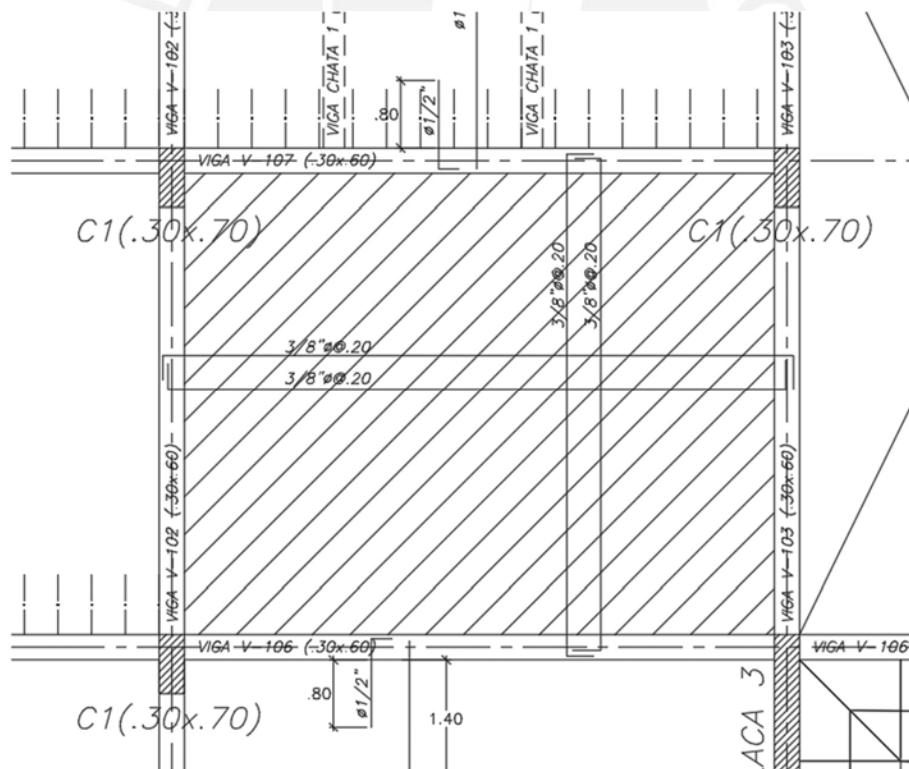


Imagen 4.10: Diseño del conjunto de losas macizas

CAPITULO 5: DISEÑO DE VIGAS

5.1. Modelado y metrados de vigas peraltadas y chatas

Las vigas son componentes esenciales en el sistema estructural de edificaciones, ya que son fundamentales en la transferencia de cargas y control de desplazamientos durante sismos, contribuyendo a la rigidez global junto con las columnas y placas. En su diseño se consideran la acción de cargas gravitacionales y sísmicas. A lo largo de este capítulo se detallará el diseño y análisis de dos vigas peraltadas, V-101 y V-106, las cuales ilustran los conceptos de diseño de viga sísmica y viga en la que predominan las cargas gravitacionales. Asimismo, se desarrollará el análisis y diseño de vigas chatas.

Para el metrado de cargas de la viga se tiene en cuenta las áreas tributarias correspondientes, así como el propio peso, peso de la losa y tabiques, piso terminado, etc. y cargas vivas sobrecarga según el área que le corresponda a la viga. A continuación, en la imagen 5.1 se detallan las vigas peraltadas y viga chata a analizar y diseñar:

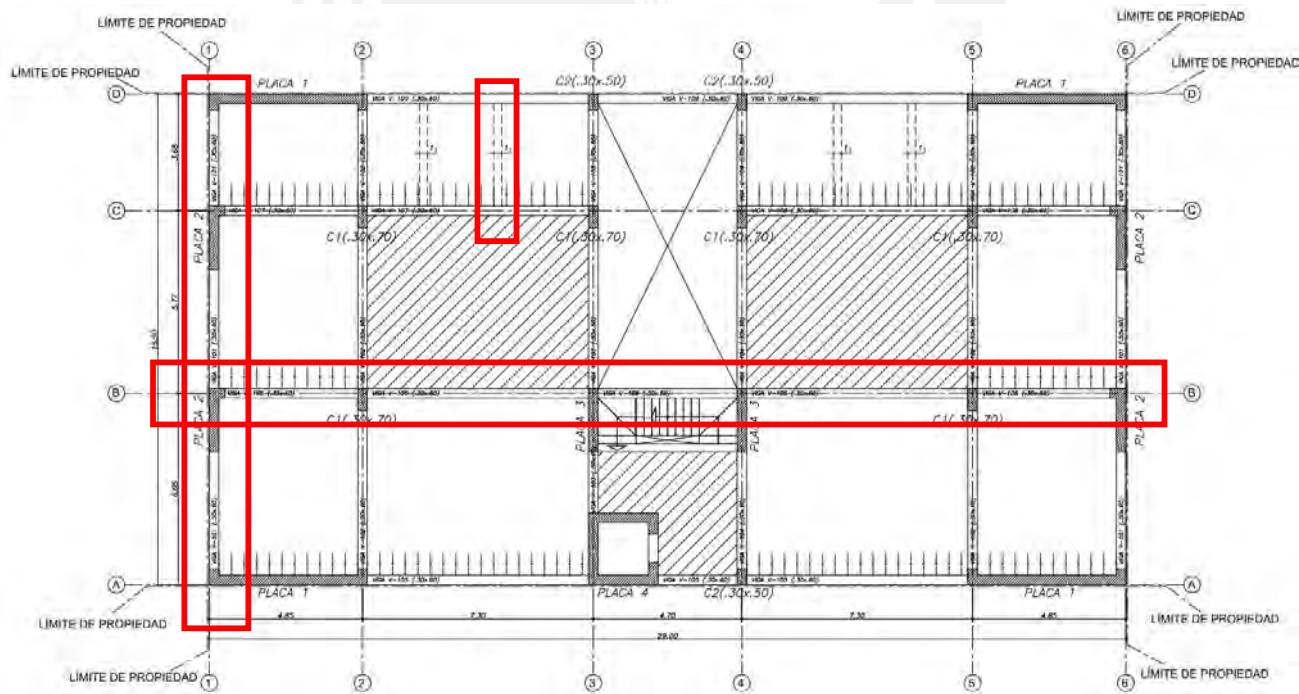


Imagen 5.1: Vigas peraltadas a diseñar V106-V101

Viga chata

La planta típica presenta un solo tipo de vigas chatas. Estas presentan una sección de 0.25m x 0.2m, son del mismo peralte que las losas macizas y aligeradas y su principal finalidad de cargar los tabiques que se encuentran en la dirección paralela a las viguetas de las losas aligeradas. Es así, que a continuación se realiza el metrado para una viga chata típica.

$$W_{vchata} = \text{Peso propio} + \text{Peso distribuido del tabique}$$

$$W_{vchata} = (2.4 * (0.2 * 0.2) + 1.8 * (2.45 * 0.15)) * 1.4 = 1.10 \text{ ton/m}$$

Para el presente análisis, la viga chata se considera un elemento simplemente apoyado, se puede calcular el momento actuante positivo máximo ubicado a la mitad de luz a través de la siguiente expresión:

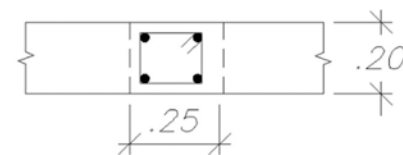
$$\text{Momento} += \frac{W * L^2}{8}$$

Asimismo, las cortantes máximas se encuentran a través de la siguiente expresión:

$$V = \frac{W * L}{2}$$

$$\text{Aporte del concreto } \phi V_c \text{ (ton)} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 2.78 \text{ ton}$$

A partir de lo previamente mencionado, se obtiene que el momento flector máximo positivo es de 1.43 ton.m. De la misma manera, la fuerza cortante máxima es 1.78 ton. Finalmente, la viga chata estará conformada por cuatro fierros longitudinales de 3/8" y se observa que se cumple con la verificación por cortante debido que la sección puede resistir 2.78 ton. A continuación, en la imagen 4.9 se observa la sección de la viga chata.



4 ϕ 3/8"
1/4" ϕ : 1 @ .05,
Rst. @ .25

Metrado de vigas peraltadas

VIGA V 106, 0.30 m x 0.60 m.

CARGA MUERTA

Peso Propio = $2.4 \text{ ton/m}^3 * 0.30\text{m} * 0.60\text{m} = 0.43 \text{ ton/m}$

- **Tramo 1-2**

Losa aligerada $0.3 \text{ ton/m}^2 * (5.6/2 + 5.46/2) = 1.66 \text{ ton/m}$

Piso terminado $0.1 \text{ ton/m}^2 * (5.6/2 + 5.46/2 + 0.30) = 0.58 \text{ ton/m}$

Tabiques paralelos $0.66 \text{ ton/m} * (3.30/5.50 + 4.45/5.6) = 0.92 \text{ ton/m}$

- **Tramo 2-3**

Losa maciza (trapezoidal) $2.4 \text{ ton/m}^3 * 0.20 \text{ m} * 2.74\text{m} = 1.32 \text{ ton/m}$

Piso terminado (trapezoidal) $0.1 \text{ ton/m}^2 * (2.74 + 0.30) = 0.31 \text{ ton/m}$

Tabique sobre maciza (trapezoidal) $0.46 \text{ ton/m}^2 * 2.74 \text{ m} = 1.25 \text{ ton/m}$

Losa aligerada $0.3 \text{ ton/m}^2 * (5.6/2) = 0.84 \text{ ton/m}$

Piso terminado $0.1 \text{ ton/m}^2 * (5.6/2) = 0.28 \text{ ton/m}$

- **Tramo 4-5**

Losa maciza (trapezoidal) $2.4 \text{ ton/m}^3 * 0.20 \text{ m} * 2.74\text{m} = 1.32 \text{ ton/m}$

Piso terminado (trapezoidal) $0.1 \text{ ton/m}^2 * (2.74 + 0.30) = 0.31 \text{ ton/m}$

Tabique sobre maciza (trapezoidal) $0.46 \text{ ton/m}^2 * 2.74 \text{ m} = 1.25 \text{ ton/m}$

Losa aligerada $0.3 \text{ ton/m}^2 * (5.6/2) = 0.84 \text{ ton/m}$

Piso terminado $0.1 \text{ ton/m}^2 * (5.6/2) = 0.28 \text{ ton/m}$

- **Tramo 5-6**

Losa aligerada $0.3 \text{ ton/m}^2 * (5.6/2 + 5.46/2) = 1.66 \text{ ton/m}$

Piso terminado $0.1 \text{ ton/m}^2 * (5.6/2 + 5.46/2 + 0.30) = 0.58 \text{ ton/m}$

Tabiques paralelos $0.66 \text{ ton/m} * (3.30/5.50 + 4.45/5.6) = 0.92 \text{ ton/m}$

CARGA VIVA

- **Tramo 1-2**

S/C $0.20 \text{ ton/m}^2 * (5.6/2 + 5.46/2 + 0.30) = 1.17 \text{ ton/m}$

- **Tramo 2-3**

S/C $0.20 \text{ ton/m}^2 * (5.6/2) = 0.56 \text{ ton/m}$

S/C (trapezoidal) $0.20 \text{ ton/m}^2 * (2.74 + 0.30) = 0.61 \text{ ton/m}$

- **Tramo 4-5**

S/C $0.20 \text{ ton/m}^2 * (5.6/2) = 0.56 \text{ ton/m}$

S/C (trapezoidal) $0.20 \text{ ton/m}^2 * (2.74 + 0.30) = 0.61 \text{ ton/m}$

- **Tramo 5-6**

S/C $0.20 \text{ ton/m}^2 * (5.6/2 + 5.46/2 + 0.30) = 1.17 \text{ ton/m}$

VIGA V 101, 0.30 m x 0.60 m.

CARGA MUERTA

Peso Propio $2.4 \text{ ton/m}^3 * 0.30\text{m} * 0.60\text{m} = 0.43 \text{ ton/m}$

- **Tramo A-B**

Peso Propio $2.4 \text{ ton/m}^3 * 0.30\text{m} * 0.60\text{m} = 0.43 \text{ ton/m}$

- **Tramo B-C**

Peso Propio $2.4 \text{ ton/m}^3 * 0.30\text{m} * 0.60\text{m} = 0.43 \text{ ton/m}$

Peso de tabique (h=2.25) $1.8 \text{ ton/m}^3 * 0.15 \text{ m} * 2.25 \text{ m} = 0.61 \text{ ton/m}$

Peso de tabique (h=1.00) $1.8 \text{ ton/m}^3 * 0.15 \text{ m} * 1.00 \text{ m} = 0.27 \text{ ton/m}$

- **Tramo C-D**

Peso Propio $2.4 \text{ ton/m}^3 * 0.30\text{m} * 0.60\text{m} = 0.43 \text{ ton/m}$

Peso de tabique (h=2.25) $1.8 \text{ ton/m}^3 * 0.15 \text{ m} * 2.25 \text{ m} = 0.61 \text{ ton/m}$

Peso de tabique (h=1.00) $1.8 \text{ ton/m}^3 * 0.15 \text{ m} * 1.00 \text{ m} = 0.27 \text{ ton/m}$

Como se puede observar a partir de la distribución en planta de las losas y del metrado realizado, la viga V106 tendrá mayor participación sísmica en comparación a las cargas de gravedad que esta podría soportar.

5.2. Procedimiento de diseño

A partir de los metrados realizados, se asignan las cargas en un modelo en el software ETABS, a través del cual se obtienen diagramas de fuerza cortante y momento flector provenientes del análisis por carga de gravedad. Asimismo, los diagramas de fuerza cortante y momento flector presentados más adelante, son el producto de la suma de los efectos por cargas de sismo y cargas de gravedad (muerta y viva) amplificadas respectivamente y son de estos diagramas de los que se obtendrán las solicitaciones a partir de las cuales se diseñarán los elementos por flexión y corte.

El diseño por corte se realizará por el método de capacidad indicado en el capítulo 21 de la Norma de Concreto Armado. A partir del diseño por capacidad se busca amplificar la resistencia al cortante para de esta manera garantizar una falla por flexión. Garantizando lo previamente mencionado, se tendrá una falla dúctil. Habiendo calculado la solicitación por corte máxima previamente, se compara con la menor fuerza cortante obtenida de las siguientes dos expresiones:

- $$V_u = \frac{M_{nizquierdo} + M_{nderech}}{l_n} + 1.25 * (V_{cm} + V_{cv})$$

- Cortante obtenido de la combinación de cargas aumentando 2.5 veces el aporte del sismo.

A continuación, en las imágenes 5.2 a la imagen 5.5 se evidencian los diagramas envolventes de fuerza cortante y momento flector obtenidos después de realizar la superposición del análisis sísmico y por cargas de gravedad.

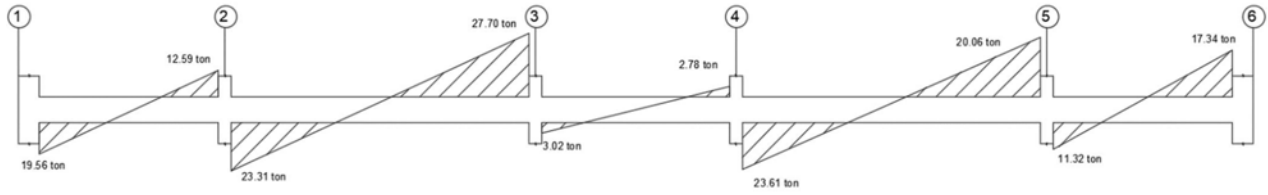


Imagen 5.2: Diagrama de fuerza cortante viga V-106

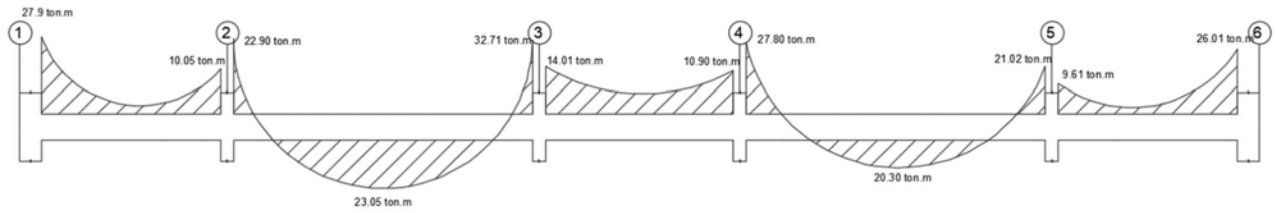


Imagen 5.3: Diagrama de envolventes de momento flector viga V-106

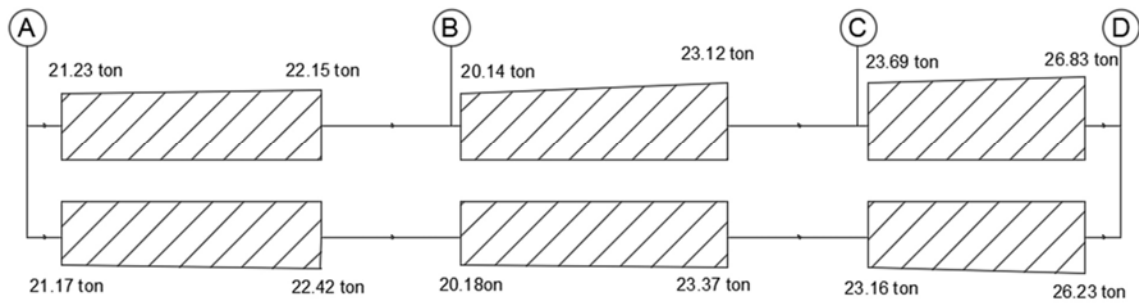


Imagen 5.4: Diagrama de fuerza cortante viga V-101

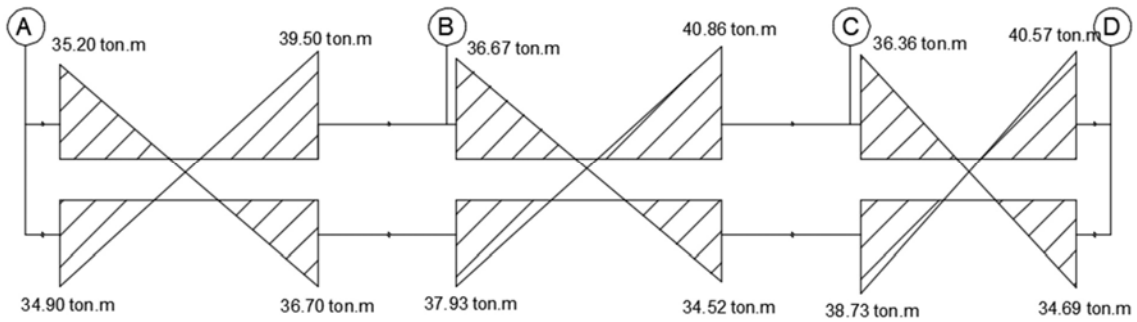


Imagen 5.5: Diagrama de envolventes momento flector viga V-101

5.2.1 Diseño por flexión

El diseño por flexión que se realizará a continuación consistirá en calcular el área de refuerzo a partir de las solicitaciones últimas mostradas en los diagramas. De manera complementaria, se comprueba que las áreas de acero dispuestas satisfacen los límites establecidos para el diseño en concreto armado. Posteriormente, se presentan los parámetros y características adoptados para el cálculo del refuerzo en las distintas secciones.

- $f'c$, Resistencia a compresión 210 kg/cm²
- Esfuerzo de fluencia del acero f_y 4200 kg/cm²
- Peralte efectivo “d” 8 cm
- Factor de reducción por flexión 0.90
- Factor de reducción por corte 0.85
- Acero mínimo

$$A_{smin} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * b_w * d}{f_y} = 3.91 \text{ cm}^2$$

- Acero máximo en la sección será el 75% del acero de falla balanceada. Falla en la cual el concreto se fisura al mismo tiempo en el que el acero entra a fluencia. El factor “ β_1 ” depende de la resistencia del concreto y para el presente caso tiene un valor de 0.85.

$$A_{smax} = 0.75 * \left(\frac{0.85 * f'c * b * \beta_1 * c}{f_y} \right) = 35.15 \text{ cm}^2$$

En principio, en la sección se tendrá un bloque de compresiones de profundidad equivalente a un valor “a” y de altura $0.85 * f'c$. Asimismo, se tendrá una segunda fuerza actuante en el acero equivalente al área de acero a encontrar multiplicada por el esfuerzo de fluencia. El brazo de palanca generado por las fuerzas previamente descritas es equivalente al momento nominal actuante en la sección. De esta manera, siguiendo el equilibrio previamente planteado, se observa que para la viga V-101 el mayor momento negativo en el eje B es de 39.50 ton.m y el mayor momento positivo es de 37.93 ton.m. sobre lo cual se realizara el cálculo de acero requerido. En

primer lugar, se procede a calcular el valor “a” para cada caso y finalmente a partir de la segunda expresión mostrada se calculará la cuantía de refuerzo necesaria.

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

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

Tabla 5.1: Área de acero para eje B viga 101

Ubicación	Tipo	Momento (ton.m)	a (cm)	Área de acero (cm ²)	Refuerzo Colocado	Área Instalada (cm ²)
Viga 101 Eje B	Negativo	39.50	13.60	23.06	4φ1"+1φ3/4	23.15
Viga 101 Eje B	Positivo	37.93	12.92	22.02	4φ1"+1φ3/4	23.15

Tabla 5.1: Área de acero para viga V-101

VIGA V101	Tramo 1			Tramo 2		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
Mu Superior (ton.m)	35.20	-	39.50	36.67	-	40.86
Mu Inferior(ton.m)	34.90	-	36.70	37.93	-	34.52
As requerido sup (cm²)	20.22	-	23.06	21.20	-	24.06
As requerido inf (cm²)	20.02	-	21.22	22.02	-	19.77
Refuerzo superior	4φ1"	2φ1"	4φ1"+1φ3/4"	4φ1"+1φ3/4"	2φ1"	5φ1"
Refuerzo inferior	4φ1"	2φ1"	4φ1"+1φ3/4"	4φ1"+1φ3/4"	2φ1"	4φ1"+1φ3/4"
As instalado sup (cm²)	20.40	10.20	23.11	23.11	10.20	25.50
As instalado inf (cm²)	20.40	10.20	23.11	23.11	10.20	23.11

Tabla 5.2: Área de acero para viga V-101

VIGA V101	Tramo 3		
	Izquierda	Centro	Derecha
Mu Superior (ton.m)	36.36	-	40.57
Mu Inferior (ton.m)	38.73	-	34.69
As requerido sup (cm2)	20.99	-	23.86
As requerido inf (cm2)	22.59	-	19.89
Refuerzo superior	5φ1"	2φ1"	5φ1"
Refuerzo inferior	4φ1"+1φ3/4"	2φ1"	4φ1"
As instalado sup (cm2)	25.50	10.20	25.50
As instalado inf (cm2)	23.11	10.20	20.40

Tabla 5.3: Área de acero para viga V-106

VIGA V106	Tramo 1			Tramo 2		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
Mu Superior (ton.m)	27.90	-	10.05	22.90	-	32.71
Mu Inferior (ton.m)	-	3.50	-	-	23.05	-
As requerido sup (cm²)	15.56	-	5.27	12.54	-	18.51
As requerido inf (cm²)	-	1.80	-	-	12.63	-
Refuerzo superior	2φ1"+2φ3/4"	2φ1"	2φ1"+1φ3/4"	2φ1"+1φ3/4"	2φ1"	2φ1"+3φ3/4"
Refuerzo inferior	2φ1"	2φ1"	2φ1"	2φ1"	2φ1"+1φ3/4"	2φ1"
As instalado sup (cm²)	15.83	10.20	12.98	12.98	10.20	18.68
As instalado inf (cm²)	10.20	10.20	10.20	10.20	12.98	10.20

Tabla 5.4: Área de acero para viga V-106

VIGA V106	Tramo 3			Tramo 4		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
Mu Superior (ton.m)	14.01	8.70	10.90	27.80	-	21.02
Mu Inferior (ton.m)	-	-	-	-	20.30	-
As requerido sup (cm²)	7.44	4.54	5.73	15.50	-	11.43
As requerido inf (cm²)	-	-	-	-	11.01	-
Refuerzo superior	2φ1"+3φ3/4"	2φ1"	2φ1"+2φ3/4"	2φ1"+2φ3/4"	2φ1"	2φ1"+1φ3/4"
Refuerzo inferior	2φ1"	2φ1"	2φ1"	2φ1"	2φ1"+1φ3/4"	2φ1"
As instalado sup (cm²)	18.68	10.20	15.83	15.83	10.20	12.98
As instalado inf (cm²)	10.20	10.20	10.20	10.20	12.98	10.20

Tabla 5.5: Área de acero para viga V-106

VIGA V106	Tramo 5		
	Izquierda	Centro	Derecha
Mu Superior (ton.m)	9.61	-	26.01
Mu Inferior (ton.m)	-	2.80	-
As requerido sup (cm²)	5.03	-	14.41
As requerido inf (cm²)	-	1.44	-
Refuerzo superior	2φ1"+1φ3/4"	2φ1"	2φ1"+2φ3/4"
Refuerzo inferior	2φ1"	2φ1"	2φ1"
As instalado sup (cm²)	12.98	10.20	15.83
As instalado inf (cm²)	10.20	10.20	10.20

5.2.2 Diseño por cortante

El análisis y diseño debido a fuerza cortante se desarrollará con la mayor sollicitación por cortante obtenida entre el diseño por capacidad y la mayor fuerza cortante proveniente de las combinaciones realizada previamente. Los valores de fuerza cortante se evaluarán a una distancia equivalente al peralte efectivo " d " medida desde la cara del apoyo.

Del análisis del diagrama envolvente de cortantes mostrado previamente, se puede apreciar que en el tramo más crítico de la viga V-101 se cuenta con una sollicitación cortante a " d " de la cara de 26.20 ton. Asimismo, según el primer criterio de diseño por capacidad, la fuerza cortante resultante se obtendrá de la sumatoria entre la fuerza cortante que equilibra los momentos obtenidos según el acero instalado y la fuerza cortante isostática obtenida con una carga equivalente a 1.25 (CM+CV).

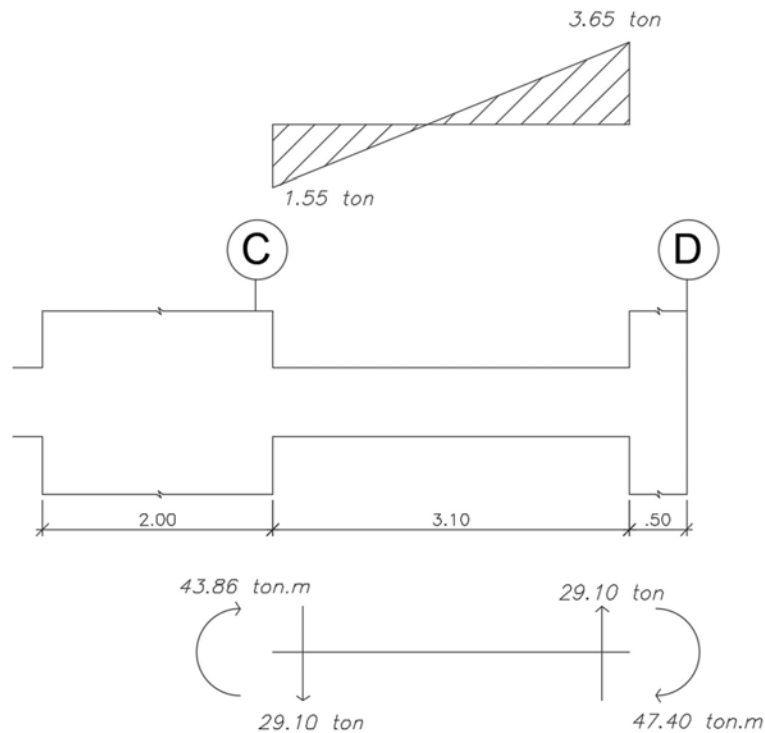


Imagen 5.6: Fuerza cortante por capacidad obtenida a partir del primer criterio

A partir de lo previamente calculado, la primera fuerza cortante obtenida es 32.75 ton a una longitud “d” de la cara. Para el segundo calculo por capacidad, se obtendrá la mayor sollicitación de cortante a partir de la envolvente de las combinaciones en las que el efecto del sismo estará amplificado por 2.5.

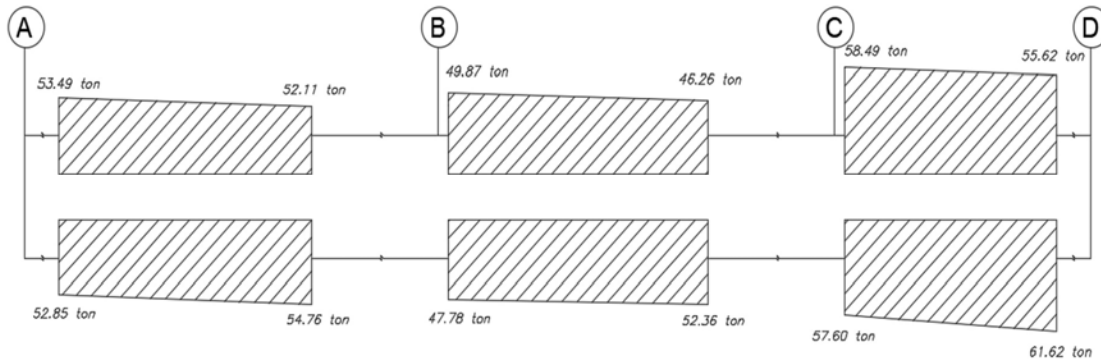


Imagen 5.6: Fuerza cortante por capacidad obtenida a partir del segundo criterio

A partir de las fuerzas encontradas previamente, se obtiene la cortante de diseño, la cual será el mayor valor entre el menor valor de las cortantes por capacidad y el valor obtenido de la envolvente de combinaciones mostrado previamente. Es así, que el valor escogido es de 32.75 ton, ya que es el menor valor de las cortantes obtenidas por capacidad y es mayor que las 26.20 ton obtenidas de la envolvente de combinaciones. Para encontrar el espaciamiento de los estribos son necesarias las siguientes expresiones:

$$\text{Aporte del concreto } " \varphi V_c " \text{ (ton)} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d = 10.40 \text{ ton}$$

$$\text{Aporte de los estribos } V_s \text{ (ton)} = \frac{V_{ultima}}{0.85} - V_c = 24.73 \text{ ton}$$

$$\text{Espaciamiento } s \text{ (cm)} = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = 12.54 \text{ cm}$$

Asimismo, la norma plantea que para barras longitudinales de 1” de diámetro se utilizaran estribos de 3/8. La longitud de la zona de confinamiento contará con una extensión igual al doble del peralte efectivo, y dentro de dicha región el espaciamiento del refuerzo transversal debe adoptarse considerando el valor más restrictivo entre los criterios que se presentan a continuación:

- d/4 o 150 mm
- ocho veces el diámetro de la barra longitudinal
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo
- 0.30 m

Mientras que fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento no deberá de superar la mitad del peralte efectivo “d”. Finalmente, se detalla el diseño por corte de la viga V-101 y se presenta la distribución a partir de lo previamente calculado y las recomendaciones de la norma:

Tabla 5.5: Diseño por cortante de viga V-101 por método de capacidad y envolvente

VIGA V-101	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Ln (m)	3.70	3.80	3.10
M. nominal Izq (ton.m)	39.20	43.86	43.86
M. nominal der (ton.m)	43.86	47.40	47.40
Vu capacidad caso 1 (ton)	23.85	27.22	32.75
Vu capacidad caso 2 (ton)	54.78	52.36	61.62
Vu Envolvente (ton)	22.42	23.37	26.20
Vu escogida (ton)	23.85	27.22	32.75
φVc (ton)	11.80	11.80	11.80
φVs (ton)	14.26	18.22	24.73
Espaciamiento requerido "s" (cm)	21.75	17.02	12.54
Espaciamiento instalado "s" (cm)	10.00	10.00	10.00
Refuerzo	3/8	3/8	3/8
Resistencia Instalada (ton)	38.71	38.71	38.71

Tramo 1:

- φ3/8": 1@0.05, 12@0.10, Rto @0.15

Tramo 2:

- φ3/8": 1@0.05, 12@0.10, Rto @0.15

Tramo 3:

- φ3/8": 1@0.05, 12@0.10, Rto @0.15

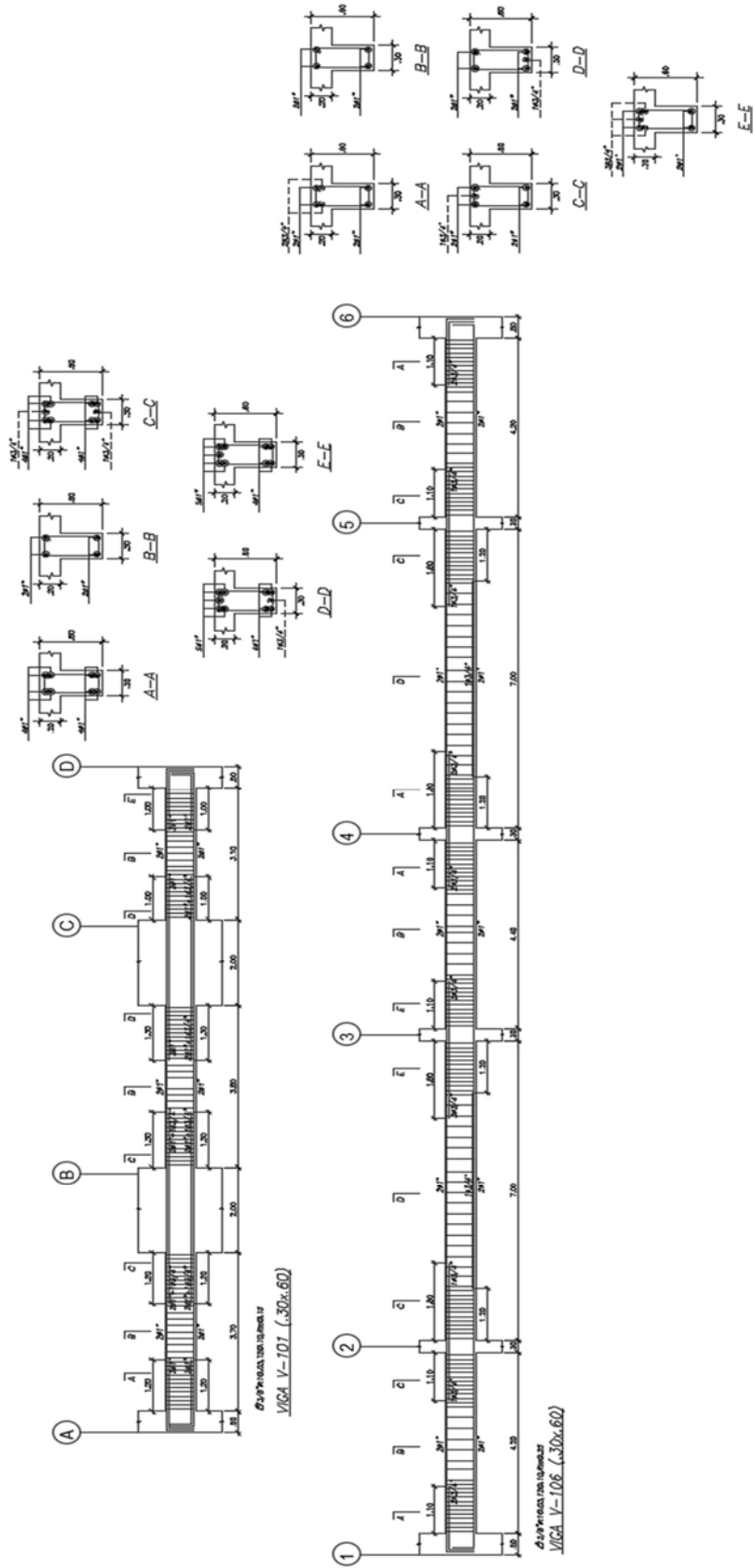


Imagen 5.7:
final de viga

Diseño
V-101

CAPITULO 6: DISEÑO COLUMNAS

Las columnas son elementos verticales encargados de transferir las cargas hacia la cimentación. El diseño se realiza por flexocompresión y por criterios de fuerza cortante de capacidad y están orientadas según la necesidad, es decir, el lado de mayor longitud estará alineado en la dirección en la que se necesite aportar mayor rigidez. En este contexto, el presente capítulo desarrolla el diseño de tres columnas: Columna C1 de dimensiones 0.30x0.70m localizada en el cruce de los ejes 2 y B, siendo la más cargada, y en la intersección de los ejes 2 y C. Así también, el diseño de la columna C2 de dimensiones 0.30x0.50 m ubicada en la intersección de los ejes 4 y A, siendo la más cargada entre ellas. Seguidamente, se ilustra en la imagen 6.1 la ubicación de las columnas en mención.

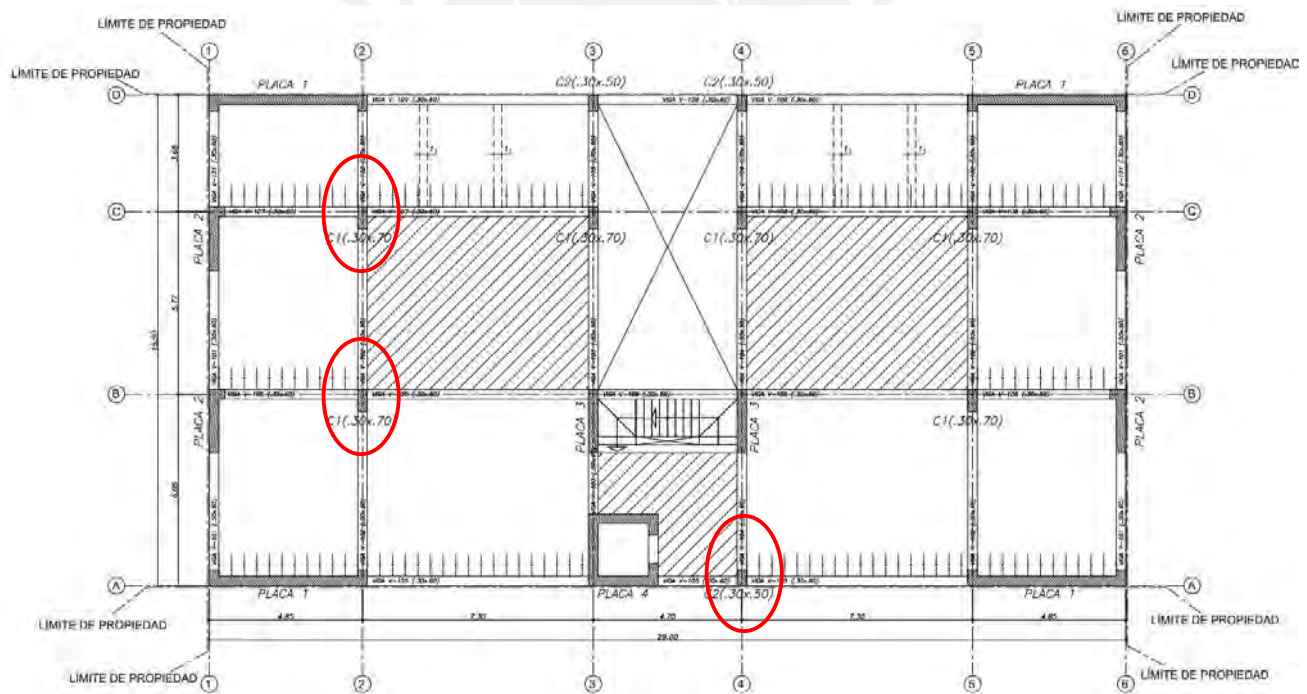


Imagen 6.1: Ubicación en planta de las columnas a diseñar

6.1 Metrado de cargas

COLUMNA C1 EJES 2 Y B

Tabla 6.1: Metrado de cargas de piso típico para las columnas C1

Columna C1						
	Columna 1 Ejes B y 2			Columna 1 Ejes C y 2		
Peso propio (ton)	Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	h (m)	Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	h (m)
	2.40	0.21	2.65	2.40	0.21	2.65
	1.34 Ton			1.34 Ton		
Peso de Losa maciza (ton)	Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	h (m)	Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	h (m)
	2.40	8.87	0.20	2.40	10.27	0.20
	4.26 Ton			4.93 Ton		
Peso de Losa aligerada (ton)	Peso (ton/ m ²)	Área (m ²)		Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	
	0.30	20.44		0.30	14.64	
	6.13 Ton			4.39 Ton		
Peso de Vigas (ton)	Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	L (m)	Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	L (m)
	2.40	0.18	10.40	2.40	0.18	9.60
	4.49 Ton			4.15 Ton		
Piso terminado (ton)	Peso (ton/ m ²)	Área (m ²)		Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	
	0.10	32.44		0.10	28.02	
	3.24 Ton			2.60 Ton		
Peso tabique (ton)	Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	L (m)	Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	L (m)
	1.85	0.37	10.33	1.85	0.37	8.09
	7.07 Ton			5.54 Ton		
Sobrecarga (ton)	S/c (ton/ m ²)	Área (m ²)		S/c (ton/ m ²)	Área (m ²)	
	0.20	32.44		0.20	28.02	
	6.45 Ton			5.61 Ton		
Carga Muerta total x piso típico (ton)	26.55 Ton			22.95 Ton		
Carga Viva total x piso típico (ton)	6.45 Ton			5.61 Ton		

Tabla 6.2: Metrado de cargas de Azotea para las columnas C1

Columna C1						
	Columna 1 Ejes B y 2			Columna 1 Ejes C y 2		
Peso propio (ton)	Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	h (m)	Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	h (m)
	2.40	0.21	2.65	2.40	0.21	2.65
	1.34 Ton			1.34 Ton		
Peso de Losa aligerada (ton)	Peso (ton/ m ²)	Área (m ²)		Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	
	0.30	29.31		0.30	24.91	
	8.79 Ton			7.47 Ton		
Peso de Vigas (ton)	Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	L (m)	Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	L (m)
	2.40	0.18	10.40	2.40	0.18	9.60
	4.49 Ton			4.15 Ton		
Piso terminado (ton)	Peso (ton/ m ²)	Área (m ²)		Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	
	0.10	32.44		0.10	28.02	
	3.24 Ton			2.60 Ton		
Sobrecarga (ton)	S/c (ton/ m ²)	Área (m ²)		S/c (ton/m ²)	Área (m ²)	
	0.10	32.44		0.10	28.02	
	3.24 Ton			2.81 Ton		
Carga Muerta total x Azotea (ton)	17.86 Ton			15.56 Ton		
Carga Viva total x Azotea (ton)	3.24 Ton			2.81 Ton		

Tabla 6.3: Metrado de cargas de Azotea y piso típico para las columnas C2

Columna C2 Ejes A y 4						
Peso propio (ton)	Peso (ton/ m ³)	Área (m ²)	h (m)	Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	h (m)
	2.40	0.15	2.65	2.40	0.15	2.65
0.95 Ton			0.95 Ton			
Peso de Losa maciza (ton)	Peso (ton/ m ³)	Área (m ²)	h (m)	Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	h (m)
	2.40	2.60	0.20	2.40	2.60	0.20
1.25 Ton			1.25 Ton			
Peso de Losa aligerada (ton)	Peso (ton/ m ²)	Área (m ²)		Peso (ton/m ²)	Área (m ²)	
	0.30	7.18		0.30	7.18	
2.15 Ton			2.15 Ton			
Peso de Vigas (ton)	Peso (ton/ m ³)	Área (m ²)	L (m)	Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	L (m)
	2.40	0.18	7.00	2.40	0.18	7.00
3.02 Ton			3.02 Ton			
Piso terminado (ton)	Peso (ton/ m ²)	Área (m ²)		Peso (ton/m ²)	Área (m ²)	
	0.10	11.72		0.10	11.72	
1.17 Ton			1.17 Ton			
Sobrecarga (ton)	S/c (ton/ m ²)	Área (m ²)		S/c (ton/m ²)	Área (m ²)	
	0.20	11.72		0.10	11.72	
2.34 Ton			1.17 Ton			
Carga Muerta total x piso (ton)	8.54 Ton			8.54 Ton		
Carga Viva total x piso (ton)	2.34 Ton			1.17 Ton		

6.2. Procedimiento de diseño

Una vez realizado el metrado, para calcular el área de acero de refuerzo longitudinal de las columnas, se sigue un proceso iterativo. Se empezará la iteración utilizando una cuantía mínima de 1%. Es así, que al presentar la columna C1 una sección de 0.70 m x 0.30 m, le corresponde una acero longitudinal mínimo de 21 cm². De la misma manera, la columna C2 presenta una sección de 0.30 m x 0.50 m, por lo que el acero longitudinal mínimo que se instalará será de 15 cm².

$$\text{Área del refuerzo longitudinal C1} = 1\% * 70 * 30 = 21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área del refuerzo longitudinal C2} = 1\% * 50 * 30 = 15 \text{ cm}^2$$

Se puede apreciar en la imagen 6.2 que el acero instalado en la columna C1, consiste en 10 fierros longitudinales de 3/4". De esta manera, el acero instalado en la columna es de 28.50 cm², cumpliendo con el mínimo indicado previamente. De la misma manera, en la columna C2, se cuenta con 4 barras longitudinales de 3/4" junto con otras 4 barras de 5/8", así, el acero instalado en la sección será de 19.32 cm² por lo supera al acero mínimo calculado líneas arriba.

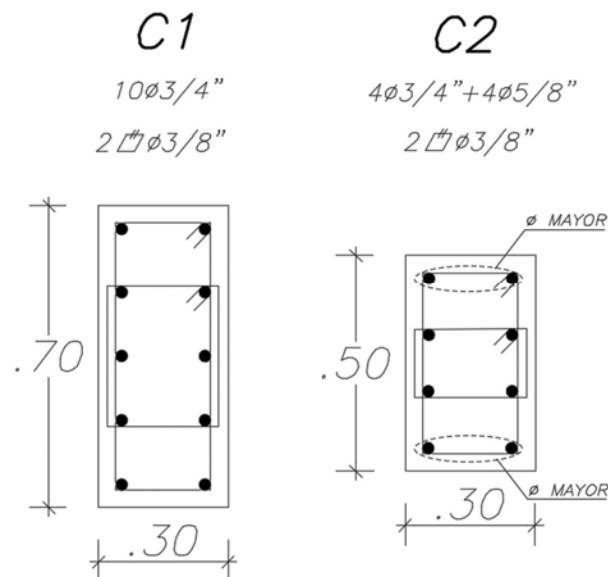


Imagen 6.2: Secciones y acero longitudinal inicial de columnas a diseñar

Una vez asignado el refuerzo longitudinal, las cargas de gravedad obtenidas del metrado se combinan con las solicitaciones de fuerza cortante, momento flector, etc. obtenidas a partir del modelado en ETABS. En el desarrollo siguiente, se presentan las acciones actuantes en cada una de las columnas correspondientes, junto con las combinaciones de acciones adoptadas. Se detallan en los cuadros las cargas ocasionadas por carga muerta, carga viva y sismo a lo largo de ambas direcciones.

Para la columna C1, localizada en el cruce de los ejes B y 2, se tiene lo siguiente:

Tabla 6.1: Cargas actuantes en columna C1 ejes B y 2

Caso de análisis	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Carga muerta	-177.76	-0.99	-1.71	-1.48	-0.59
Carga viva	-40.94	-0.22	-0.16	-0.14	-0.13
SISDISEÑOXX	24.10	1.05	1.16	1.66	1.95
SISDISEÑOYY	9.62	5.84	0.09	0.13	12.27

Tabla 6.2: Combinaciones de carga en columna C1 debido a sismo en XX ejes B y 2

COLUMNA C1 Ejes B y 2	P(ton)	M22(ton.m)	M33(ton.m)
Sismo	1.4CM+1.7CV	309.49	-2.31
XX	1.25*(CM+CV) + CS	290.88	-0.37
	1.25*(CM+CV) - CS	242.67	-3.68
	0.9CM+CS	184.09	0.32
	0.9CM-CS	135.88	-2.99

Tabla 6.3: Combinaciones de carga en columna C1 debido a sismo en YY ejes B y 2

COLUMNA C1 Ejes B y 2	P(ton)	M22(ton.m)	M33(ton.m)
Sismo	1.4CM+1.7CV	309.49	-2.31
YY	1.25*(CM+CV) + CS	276.39	-1.90
	1.25*(CM+CV) - CS	257.16	-2.15
	0.9CM+CS	169.60	-1.21
	0.9CM-CS	150.36	-1.46

Para la columna C1 ubicada en la intersección de los ejes C y 2 se tiene:

Tabla 6.4: Cargas actuantes en columna C1 ejes C y 2

Caso de análisis	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Carga muerta	-150.70	1.72	-1.76	-1.53	1.57
Carga viva	-36.47	0.33	-0.30	-0.26	0.31
SISDISEÑOXX	37.72	0.63	1.34	1.90	1.53
SISDISEÑOYY	31.01	6.75	0.35	0.37	12.99

Tabla 6.5: Combinaciones de carga en columna C1 debido a sismo en XX ejes C y 2

COLUMNA C1 Ejes C y 2		P(ton)	M22(ton.m)	M33(ton.m)
Sismo XX	1.4CM+1.7CV	272.98	-2.58	2.73
	1.25*(CM+CV) + CS	271.69	-0.34	3.88
	1.25*(CM+CV) - CS	196.24	-4.13	0.83
	0.9CM+CS	173.35	0.52	2.94
	0.9CM-CS	97.91	-3.27	-0.11

Tabla 6.6: Combinaciones de carga en columna C1 debido a sismo en YY ejes C y 2

COLUMNA C1 Ejes C y 2		P(ton)	M22(ton.m)	M33(ton.m)
Sismo YY	1.4CM+1.7CV	272.98	-2.58	2.73
	1.25*(CM+CV) + CS	264.98	-1.87	15.34
	1.25*(CM+CV) - CS	202.95	-2.60	-10.63
	0.9CM+CS	166.64	-1.01	14.40
	0.9CM-CS	104.62	-1.74	-11.57

Para la columna C2 Ubicada en la intersección de los ejes A y 4 se tiene:

Tabla 6.7: Cargas actuantes en columna C2

Caso de análisis	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Carga muerta	-70.80	-0.02	1.11	0.97	0.06
Carga viva	-15.20	0.01	-0.01	-0.01	0.02
SISDISEÑOXX	37.64	0.21	1.34	1.65	0.35
SISDISEÑOYY	43.35	3.01	0.29	0.39	5.02

Tabla 6.8: Combinaciones de carga en columna C2 debido a sismo en XX

	COLUMNA E4	P(ton)	M22(ton.m)	M33(ton.m)
Sismo XX	1.4CM+1.7CV	124.97	1.34	0.12
	1.25*(CM+CV) + CS	145.15	2.85	0.45
	1.25*(CM+CV) - CS	69.87	-0.45	-0.26
	0.9CM+CS	101.36	2.52	0.40
	0.9CM-CS	26.08	-0.78	-0.30

Tabla 6.9: Combinaciones de carga en columna C2 debido a sismo en YY

	COLUMNA E4	P(ton)	M22(ton.m)	M33(ton.m)
Sismo YY	1.4CM+1.7CV	124.97	1.34	0.12
	1.25*(CM+CV) + CS	150.86	1.59	5.11
	1.25*(CM+CV) - CS	64.15	0.81	-4.92
	0.9CM+CS	107.08	1.26	5.07
	0.9CM-CS	20.37	0.48	-4.96

Diseño por flexocompresión

A partir de las combinaciones previamente mostradas, se procede a comprobar si la sección con los aceros longitudinales instalados cumple con las sollicitaciones. En primer lugar, para la columna C1 ubicada en ejes B y 2 se tiene:

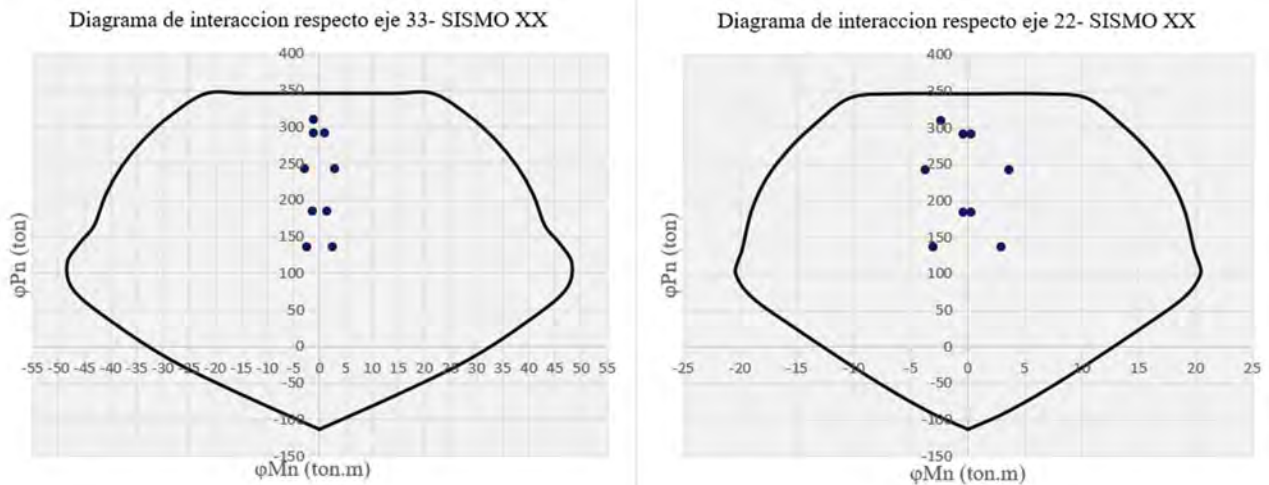


Imagen 6.3: Diagramas de interacción para sismo en dirección XX columna C1 ejes B y 2

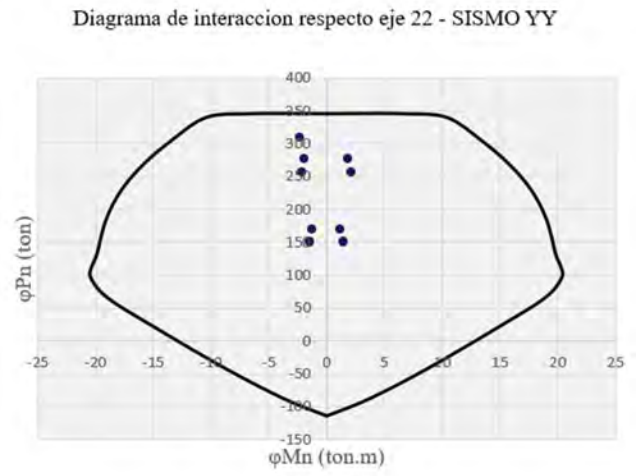
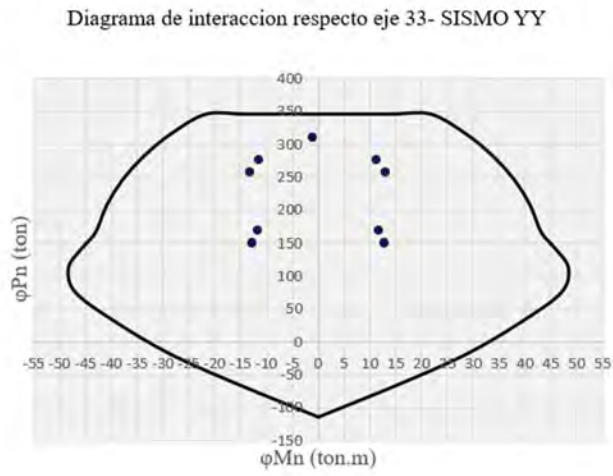


Imagen 6.4: Diagramas de interacción para sismo en dirección YY columna C1 ejes B y 2

Asimismo, para la columna C1 ubicada en ejes C y 2 se tienen los siguientes diagramas de interacción:

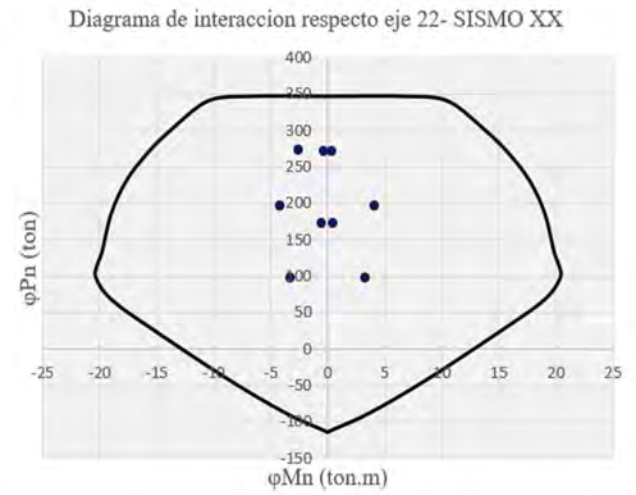
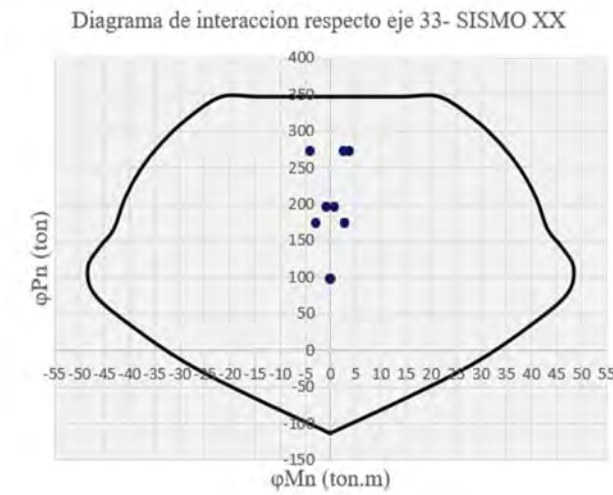


Imagen 6.5: Diagramas de interacción para sismo en dirección XX columna C1 ejes C y 2

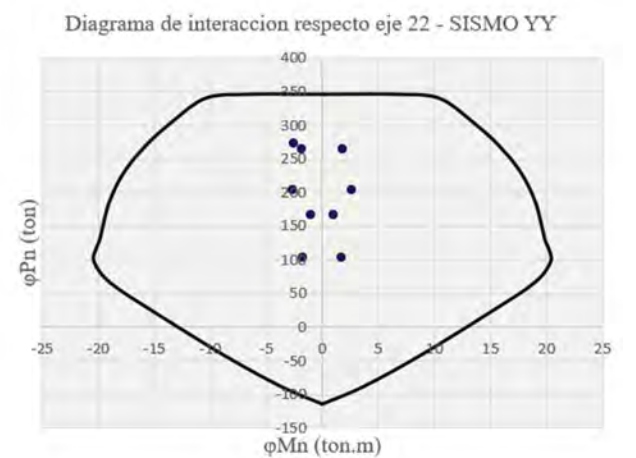
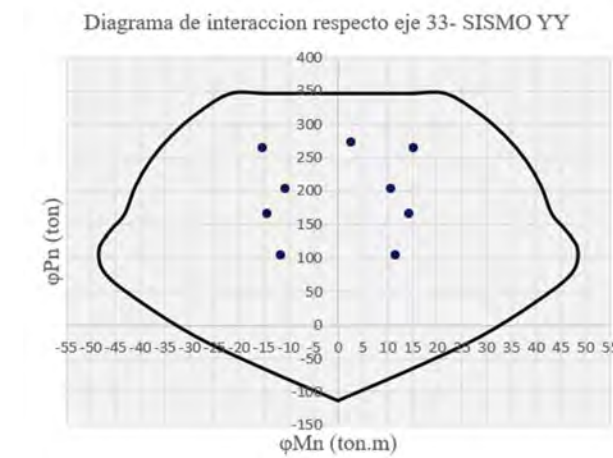


Imagen 6.6: Diagramas de interacción para sismo en dirección YY columna C1 ejes C y 2

Asimismo, para la columna C2 ubicada en ejes A y 4 se tienen los siguientes diagramas de interacción:

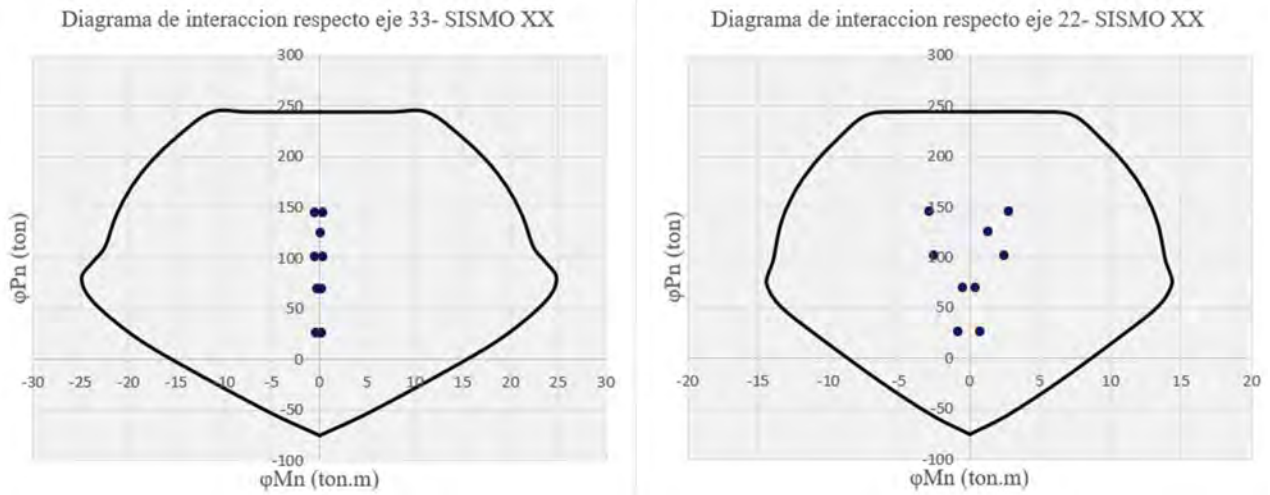


Imagen 6.7: Diagramas de interacción para sismo en dirección XX columna C2 ejes A y 4

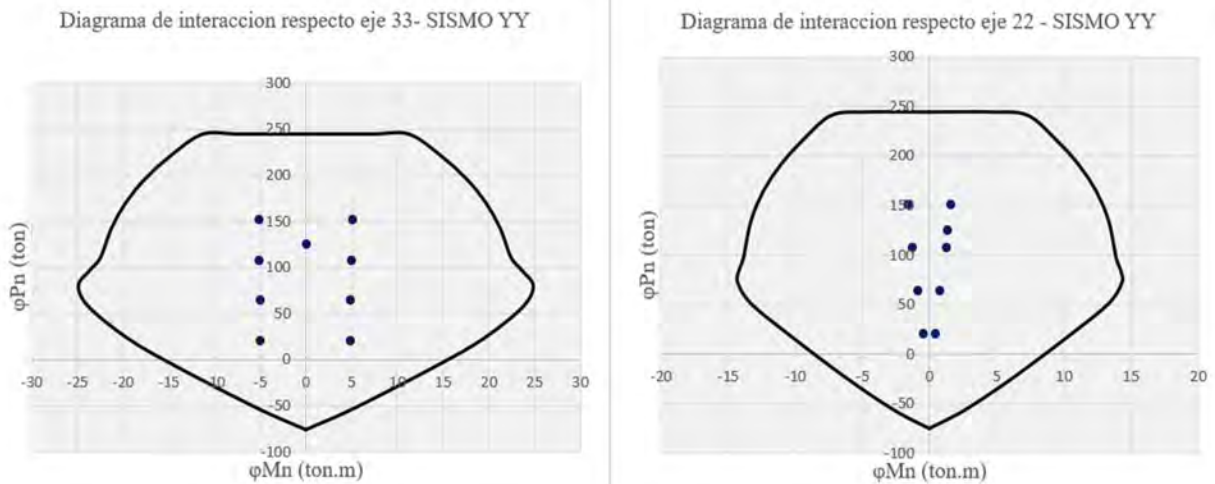


Imagen 6.8: Diagramas de interacción para sismo en dirección YY columna C2 ejes A y 4

Como se ha podido demostrar la totalidad de diagramas de interacción previamente mostrados cumplen con las demandas asociadas a las combinaciones de carga mencionadas previamente.

Luego, se continuará con el diseño por solicitaciones de corte de la columna más cargada.

6.3. Diseño por cortante

Para el refuerzo por cortante de la columna C1 más cargada, se utilizarán estribos de 3/8" y se procederá a comparar la mayor sollicitación de corte obtenida de las combinaciones con las fuerzas cortantes obtenidas por capacidad. El diseño por capacidad garantizará que el elemento primero falle por flexión antes que, por cortante, lo que se conoce como falla dúctil. La norma E.060 brinda dos criterios a partir de los cuales se encontrará una fuerza cortante última con la cual se determinará el espaciamiento de los estribos.

El primer criterio del diseño por capacidad consiste en calcular la fuerza cortante última como el promedio de los momentos nominales en la base y en la parte alta de la columna. Los momentos nominales se obtienen a partir del diagrama de interacción, entrando con la carga que genere mayor momento.

$$\bullet \quad V_u = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{\text{Luz libre}}$$

De esta manera, para una altura libre de 2.45m para todas las columnas se tiene:

Tabla 6.10: Primer criterio de diseño por capacidad para columna C1

Columna C1 ejes B y 2			
Fuerza cortante ultima debido a sismo YY (V22)			
Luz libre (m)	Momento nominal inferior (ton.m)	Momento nominal superior (ton.m)	Vu (ton)
2.45	75	75	61.22

Tabla 6.11: Primer criterio de diseño por capacidad para columna C1

Columna C1 ejes B y 2			
Fuerza cortante ultima debido a sismo XX (V33)			
Luz libre (m)	Momento nominal inferior (ton.m)	Momento nominal superior (ton.m)	Vu (ton)
2.45	28	28	22.86

El segundo criterio del diseño por capacidad resultará de amplificar por 2.5 veces el efecto del sismo. De esta manera, se identifica que la mayor fuerza cortante que se obtendrá provendrá de la combinación:

$$V_u = 1.25 c_m + 1.25 c_v \pm 2.5 c_{sismo}$$

De esta manera, se calculan las fuerzas cortantes últimas en ambas direcciones y se escoge el máximo valor.

Tabla 6.12: Segundo criterio de diseño por capacidad para columna C1

Columna C1 ejes B y 2		
V22 (ton)	16.02	-19.05
V33 (ton)	1.13	-5.81

Finalmente, se comparan las fuerzas cortantes obtenidas en ambos criterios y se escoge la menor de ellas. Una vez escogida la menor fuerza cortante, se procede a calcular el espaciamiento requerido. Siendo el aporte del concreto:

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

Tabla 6.13: Diseño cortante por capacidad columna B3

Columna C1 ejes B y 2	
V diseño (ton)	19.05
b (m)	0.30
h (m)	0.70
d (m)	0.64
Fc (kg/cm²)	280
numero de ramas	2
Área del estribo (cm²)	0.71
Aporte concreto (ton)	26.93
vs (ton)	No requerido
Espaciamiento (cm)	Norma

A pesar de no ser requerido el refuerzo por estribos, estos se colocan siguiendo las siguientes recomendaciones de la norma E.060 de Concreto Armado. Para el refuerzo, se utilizarán estribos de 3/8". Del mismo modo, la longitud destinada al confinamiento se determina adoptando el valor máximo obtenido entre los criterios de evaluación que se presentan a continuación.

- Luz libre/6
- Máximo valor (“B” de la columna o “H” de la columna)
- 0.50 m

Es así, que la zona de confinamiento para la columna C1 será de 0.70 m. Una vez definida la longitud de confinamiento, la Norma E.060, indica el espaciamiento mínimo que debe de haber entre los estribos. Es así, que se definen los siguientes tres criterios, de los cuales, se escogerá el menor.

Espaciamiento máximo de los estribos ubicados en la zona de confinamiento.

- 8 veces el diámetro del refuerzo longitudinal
- El mínimo valor entre (“B/2” y “H/2” de la sección de la columna)
- 10 cm

Con base en los criterios previamente establecidos, para las tres columnas analizadas se adoptará un paso máximo entre estribos de 10 cm dentro de la zona confinada. Adicionalmente, se establece un límite para el espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la región de confinamiento, el cual se define considerando el valor más restrictivo entre los siguientes criterios:

- 12 veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal
- 48 veces el diámetro del estribo
- El menor valor entre las dimensiones B o H de la columna
- 30 cm

En consecuencia, para la columna C1 se adopta un paso entre estribos de 20 cm fuera de la región de confinamiento. Finalmente, se presenta la disposición final del refuerzo correspondiente a las columnas analizadas.

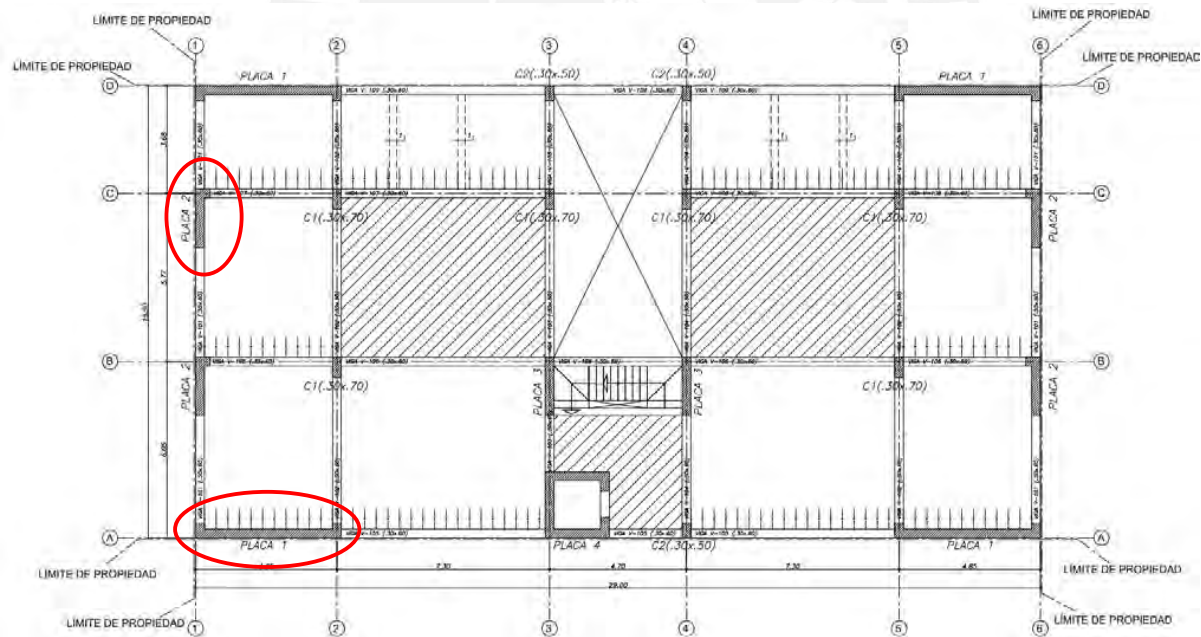
CUADRO DE COLUMNAS		
PISO COLUMNA	1° PISO al 3° PISO	4° PISO al 7° PISO
C1	<p>.30 x .70 $10\phi 3/4"$ $2\phi 3/8"$ $1\phi .05, 7\phi .10, Rto\phi .20$</p> <p>$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$</p>	<p>.30 x .70 $4\phi 3/4" + 6\phi 5/8"$ $2\phi 3/8"$ $1\phi .05, 7\phi .10, Rto\phi .20$</p> <p>$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$</p>
C2	<p>.30 x .50 $4\phi 3/4" + 4\phi 5/8"$ $2\phi 3/8"$ $1\phi .05, 5\phi .10, Rto\phi .20$</p> <p>$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$</p>	<p>.30 x .50 $8\phi 5/8"$ $2\phi 3/8"$ $1\phi .05, 5\phi .10, Rto\phi .20$</p> <p>$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$</p>

Imagen 6.9: Diseño final de columnas

CAPITULO 7: DISEÑO DE PLACAS

Las placas desempeñan un rol fundamental en el sistema estructural de la edificación debido a su alto aporte de rigidez. Su función principal es controlar los desplazamientos, especialmente durante eventos sísmicos, ya que soportan una carga significativa de fuerza cortante. En este proyecto, se podrán encontrar, en lo posible, placas distribuidas de manera simétrica a lo largo de ambos ejes para evitar problemas importantes de torsión. El diseño del refuerzo longitudinal estará controlado por las solicitudes de flexocompresión, mientras que el refuerzo horizontal se determina según las demandas de corte y los criterios de capacidad de diseño. A continuación, se muestran en la figura 7.1 las placas a analizar y diseñar a lo largo de este capítulo. Finalmente, se detallará el diseño completo de la placa PL2, la cual es la que presenta mayores solicitaciones sísmicas.

Imagen 7.1: Ubicación en planta de las placas a diseñar



Procedimiento de diseño

A continuación, en la tabla 7.1 se encuentra el metrado de cargas para las placas PL1 y PL 2, en donde se considera el peso propio, carga viva, peso de vigas, peso de las losas, entre otros.

Tabla 7.1: Metrado de cargas de placas a diseñar

Metrado de Placas						
	Placa 1			Placa 2		
Peso propio (ton)	Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	h (m)	Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	h (m)
	2.40	1.62	2.65	2.40	0.66	2.65
	10.30 Ton			4.20 Ton		
Peso de Losa aligerada (ton)	Peso (ton/m ²)	Área (m ²)		Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	
	0.30	22.91		0.30	11.52	
	7.13 Ton			3.73 Ton		
Peso de Vigas (ton)	Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	L (m)	Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	L (m)
	2.40	0.18	8.48	2.40	0.18	5.49
	3.67 Ton			2.37 Ton		
Piso terminado (ton)	Peso (ton/ m ²)	Área (m ²)		Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	
	0.10	23.80		0.10	12.42	
	2.38 Ton			1.24 Ton		
Peso tabique (ton)	Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	L (m)	Peso (ton/m ³)	Área (m ²)	L (m)
	1.85	0.37	5.00	1.85	0.37	4.30
	3.42 Ton			2.94 Ton		
Sobrecarga (ton)	S/c (ton/ m ²)	Área (m ²)		S/c (ton/m ²)	Área (m ²)	
	0.20	23.80		0.20	12.42	
	4.76 Ton			2.48 Ton		
Carga Muerta total x piso típico (ton)	26.90 Ton			14.48 Ton		
Carga Viva total x piso típico (ton)	4.76 Ton			2.48 Ton		

A partir de los metrados obtenidos previamente, junto con las solicitaciones sísmicas obtenidas del modelado, se muestran a continuación las cargas de gravedad y de sismo en cada una de las placas, así como las combinaciones últimas indicadas en la Norma:

Tabla 7.2: Cargas actuantes en placa 1

Caso de análisis	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Carga muerta	-216.11	-6.44	-0.42	0.40	-0.68
Carga viva	-34.89	-1.04	0.04	0.23	9.50
SISDISEÑOXX	26.06	135.39	4.69	10.26	1517.45
SISDISEÑOYY	125.57	39.33	24.42	55.59	427.02

Tabla 7.3: Combinaciones de cargas para la placa 1 sismo en XX

	PLACA 1	P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)	V22 (ton.m)	V33(ton)
Sismo XX	1.4CM+1.7CV	361.86	0.96	15.20	-	-
	1.25*(CM+CV) + CS	339.81	11.06	1528.48	126.05	4.22
	1.25*(CM+CV) - CS	287.69	-9.46	-1506.43	-144.74	-5.16
	0.9CM+CS	220.55	10.62	1516.84	129.60	4.31
	0.9CM-CS	168.44	-9.90	-1518.07	-141.19	-5.07

Tabla 7.4: Combinaciones de cargas para la placa 1 sismo en YY

	PLACA 1	P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)	V22 (ton.m)	V33(ton)
Sismo YY	1.4CM+1.7CV	361.86	0.96	15.20	-	-
	1.25*(CM+CV) + CS	439.31	56.39	438.05	29.98	23.94
	1.25*(CM+CV) - CS	188.18	-54.79	-416.00	-48.67	-24.89
	0.9CM+CS	320.06	55.95	426.41	33.53	24.04
	0.9CM-CS	68.93	-55.22	-427.64	-45.12	-24.80

Tabla 7.5: Combinaciones de cargas para la placa 2

Caso de análisis	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Carga muerta	-105.91	0.83	1.24	0.75	9.67
Carga viva	-16.64	-0.04	0.58	0.52	1.95
SISDISEÑOXX	65.78	19.57	6.36	17.68	75.61
SISDISEÑOYY	28.08	74.32	4.80	25.84	303.04

Tabla 7.6: Combinaciones de cargas para la placa 2 sismos en XX

	PLACA 2	P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)	V22 (ton.m)	V33(ton)
Sismo XX	1.4CM+1.7CV	184.14	-2.78	14.56	-	-
	1.25*(CM+CV) + CS	212.01	14.38	91.77	18.69	2.85
	1.25*(CM+CV) - CS	110.90	-19.18	-66.88	-19.60	-8.81
	0.9CM+CS	156.88	15.33	86.43	18.79	4.04
	0.9CM-CS	55.77	-18.23	-72.21	-19.50	-7.62

Tabla 7.7: Combinaciones de cargas para la placa 2 sismo YY

	PLACA 2	P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)	V22 (ton.m)	V33(ton)
Sismo YY	1.4CM+1.7CV	184.14	-2.78	14.56	-	-
	1.25*(CM+CV) + CS	166.38	24.67	358.03	82.97	1.36
	1.25*(CM+CV) - CS	156.54	-29.47	-333.14	-83.88	-7.32
	0.9CM+CS	111.25	25.62	352.70	83.07	2.55
	0.9CM-CS	101.41	-28.52	-338.48	-83.78	-6.13

7.1 Diseño por flexocompresión

A partir de las combinaciones encontradas, se procede a realizar el diseño por flexocompresión de las placas. El diseño por flexocompresión de placas sigue un enfoque iterativo, donde se considera que está adecuadamente realizado cuando todas las combinaciones de carga, representadas por puntos, se sitúan dentro del diagrama establecido. La determinación del acero inicial se basa en las cuantías mínimas próximamente mencionadas. La evaluación de la existencia de núcleos de confinamiento se calculará más adelante en el capítulo, aunque se sugiere realizar una evaluación preliminar utilizando alrededor del 15% de la longitud de la sección. A continuación, en la imagen 7.2 se muestran las expresiones de cuantías mínimas horizontales y verticales utilizadas, así como los diagramas de interacción correspondientes a cada una de las placas a diseñar.

Imagen 7.2: Cuantías mínimas establecidas por la Norma E.060

Desigualdad	ρ horizontal	ρ vertical
$V_u > \phi V_c$	0.0025	0.0025
$\phi V_c/2 \leq V_u \leq \phi V_c$	0.0025	0.002
$V_u < \phi V_c/2$	0.002	0.0015

Fuente: Norma E.060 de Concreto Armado

Para la placa 1 se tiene:

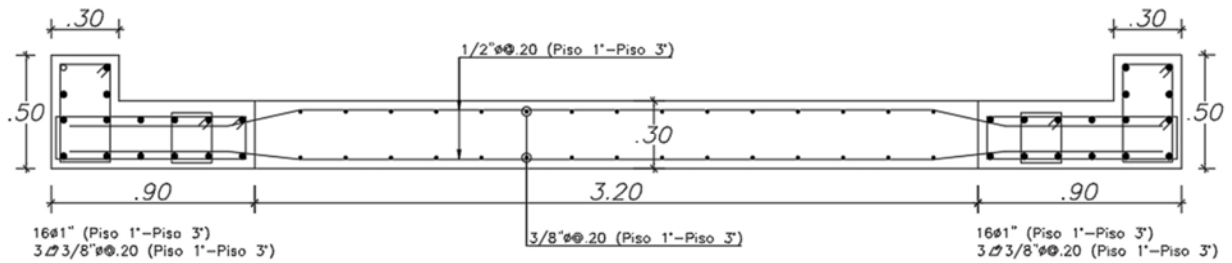


Imagen 7.3: Placa 1 a diseñar

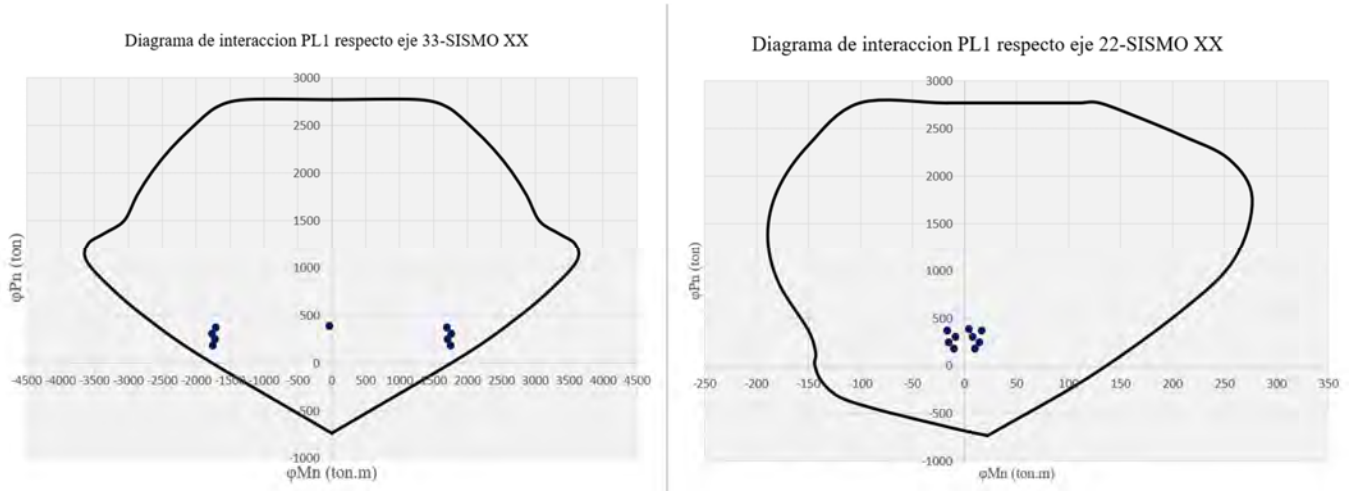


Imagen 7.4: Diagrama de interacción placa 1 para sismo en dirección XX, respecto eje 33 y 22

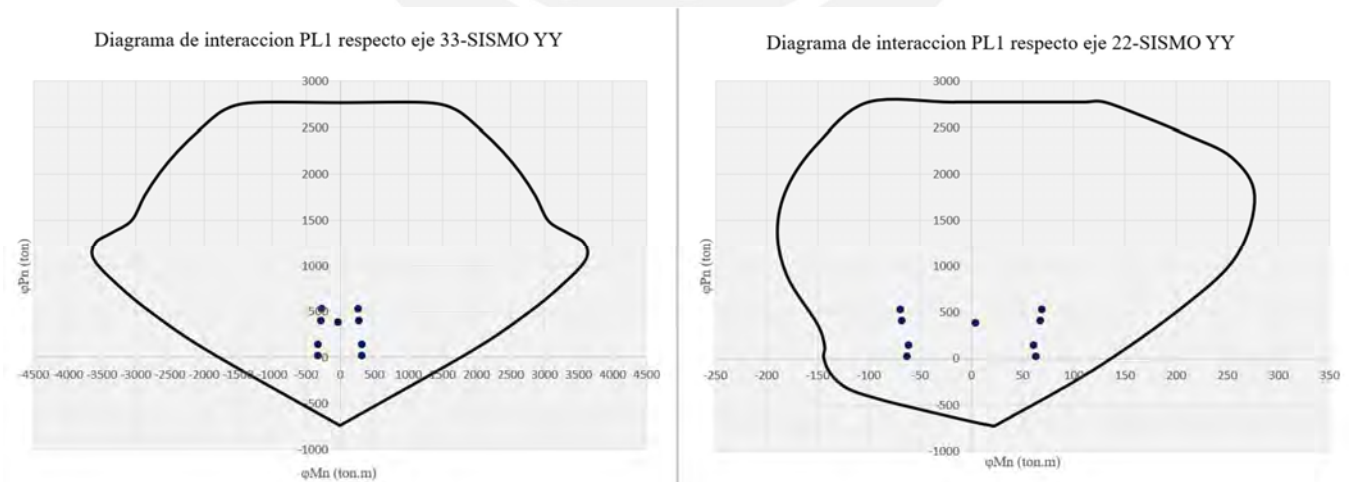
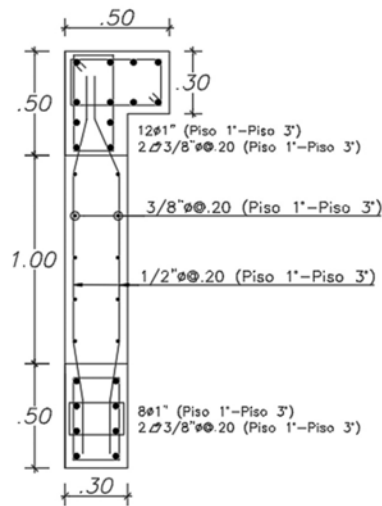


Imagen 7.5: Diagrama de interacción placa 1 para sismo en dirección YY, respecto eje 33 y 22

Como se puede apreciar, para la placa PL1, la totalidad de las solicitaciones se encuentran dentro de los diagramas de interacción.

Para la placa PL2 se tiene:



PLACA 2
ESC. 1/25

Imagen 7.6: Placa 2 a diseñar.

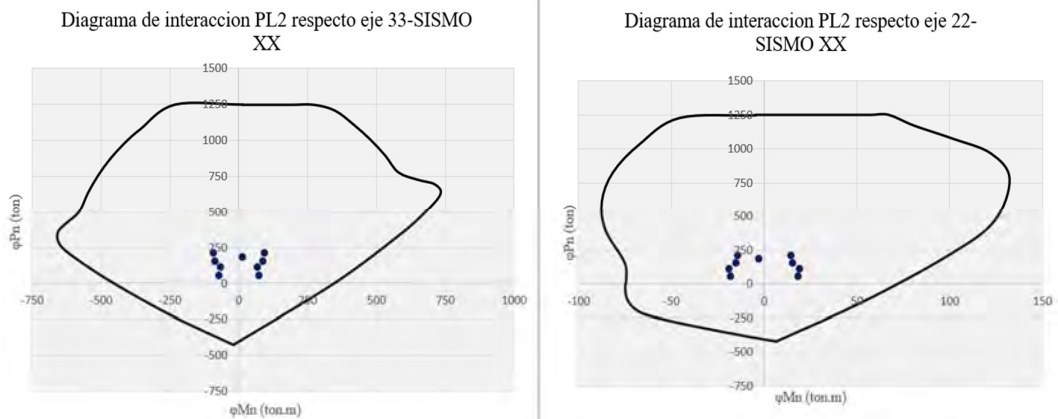


Imagen 7.7: Diagrama de interacción placa 2 para sismo en dirección XX, respecto eje 33 y 22

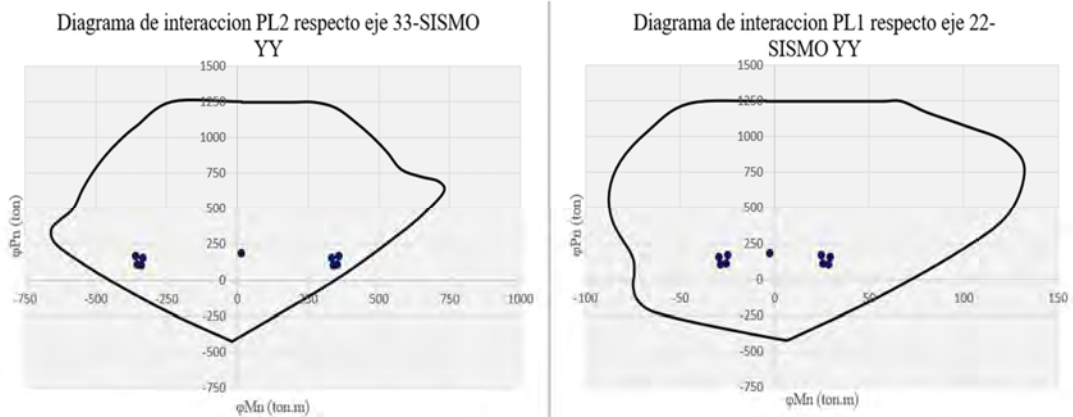


Imagen 7.8: Diagrama de interacción placa 2 para sismo en dirección YY, respecto eje 33 y 22

De la misma manera, se observa que todas las solicitaciones de la placa 2 se encuentran dentro de sus respectivos diagramas de interacción.

7.2. Diseño por cortante y capacidad

El diseño por capacidad de una placa de concreto armado seguirá el enfoque metodológico establecido en la Norma E.060, el cual tiene como objetivo proporcionar resistencia ante las solicitaciones de corte, buscando así lograr una falla de tipo dúctil y evitar fallas frágiles. El factor de amplificación de la fuerza cortante se determinará mediante la relación entre el momento nominal y el momento último de la combinación más crítica presente en el diagrama de interacción, y no superará el valor de $0.5R$. En este proyecto, el valor de R es igual a 6. Además, la longitud de confinamiento se establecerá como el mayor de los tres valores siguientes:

Para la placa PL1 se tiene:

- Dos primeros pisos (5.30 m)
- Longitud de la placa (5.00 m)
- Altura equivalente a $\frac{Mu}{4*Vu} = 1.72$ m

De los tres valores mostrados previamente, se decidirá confinar los dos primeros pisos. Asimismo, a partir del diagrama de interacción se procede a encontrar los valores de M_n y M_u para realizar el diseño por capacidad de la placa. Las siguientes expresiones mostradas a continuación se utilizarán para encontrar los respectivos parámetros participantes en el diseño.

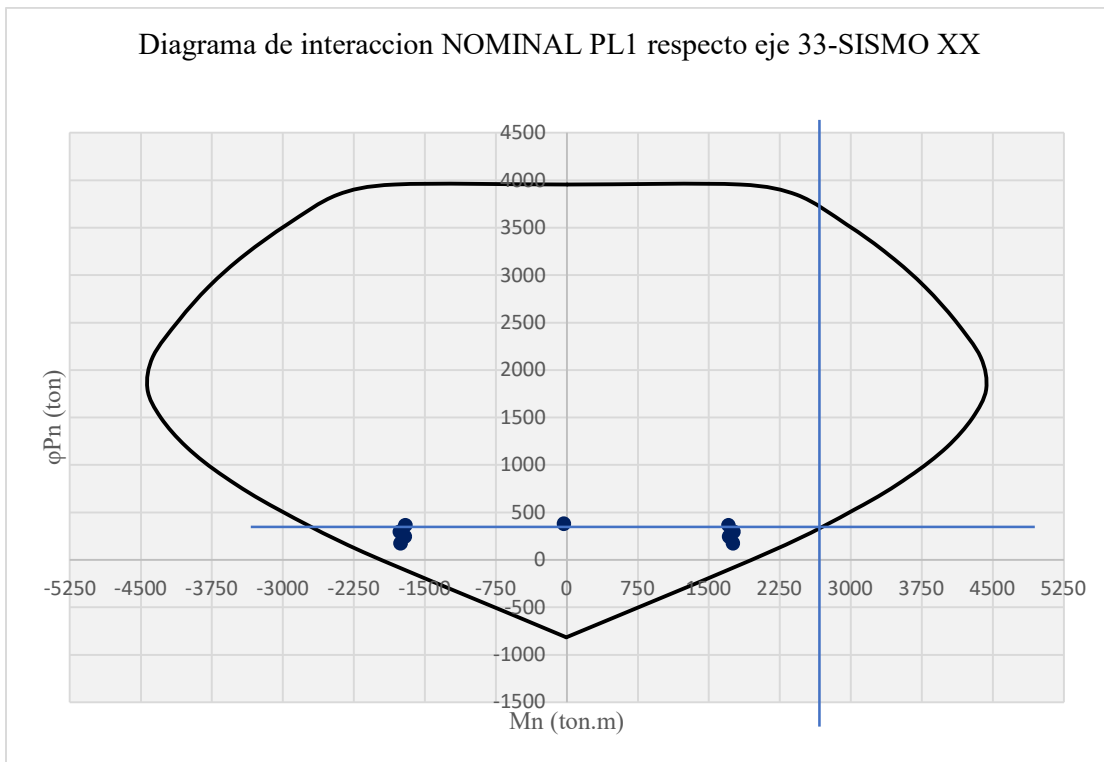


Imagen 7.9: Diagrama de interacción NOMINAL placa 1 para sismo en dirección XX, respecto eje 33

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

$$Vu = 170.55 * \left(\frac{2650}{1762.59} \right) = 256.41 \text{ ton}$$

La resistencia del concreto estará dada por:

$$\phi Vc = 0.85 * \sqrt{F'c} * \alpha * b * 0.8 * L$$

$$\phi Vc = 90.46 \text{ ton}$$

En este caso, se adopta un valor de $\alpha = 0.53$ para placas esbeltas, correspondiente a una relación $Hm/Lm \geq 2$.

Para el refuerzo dispuesto en sentido horizontal, se seleccionan dos barras de 1/2", mientras que para el refuerzo vertical longitudinal se consideran dos barras de 3/8", con el objetivo de satisfacer la cuantía mínima de 0.0025, en función de la interacción entre la demanda de cortante última y la contribución resistente del concreto. En el cuadro 7.8 se presenta la verificación del diseño por capacidad correspondiente a la placa PL1.

Tabla 7.8: Diseño por capacidad Placa PL1

Placa PL1 Caso de Análisis Sismo en XX						
Vua (ton)	Mua (ton.m)	M nominal (ton.m)	Vu (ton)	Phi Vc (ton)	Vs (ton)	Espaciamiento (cm)
170.55	1762.59	2650	256.41	90.46	195.24	22.2

Finalmente, se verifica que es correcta la instalación de 2 \varnothing 1/2” para el acero horizontal, mientras que verticalmente se trabajara con 2 \varnothing 3/8”.

7.3 Verificación de los núcleos de confinamiento

Para la verificación de la necesidad de confinamiento se utiliza la siguiente, la cual menciona la ubicación límite el eje neutro (“c lim”).

$$C \text{ limite} = \frac{Lm}{600 * \left(\frac{\delta u}{hm}\right)}$$

En donde δu es el desplazamiento lateral inelástico máximo. Dicha relación entre δu y la altura total de la placa debe ser como mínimo 0.005. Este desplazamiento máximo será obtenido a partir del modelo realizado a través del programa ETABS.

Según lo menciona la Norma E.060 de Concreto Armado, se deberá de contar con núcleos de confinamiento cuando se obtenga un valor de “c” mayor al “c límite” previamente mencionado (RNE, 2019). En caso de necesitar núcleos de confinamiento, esta longitud será la mayor entre los siguientes valores:

- C/2
- C-0.1Lm

Para la combinación de mayor carga axial se tiene lo siguiente:

$$\frac{\delta u}{hm} = \frac{0.064}{18.55} = 0.0034, \text{ se usa } 0.005$$

$$C \text{ limite} \geq \frac{500}{600 * (0.005)}$$

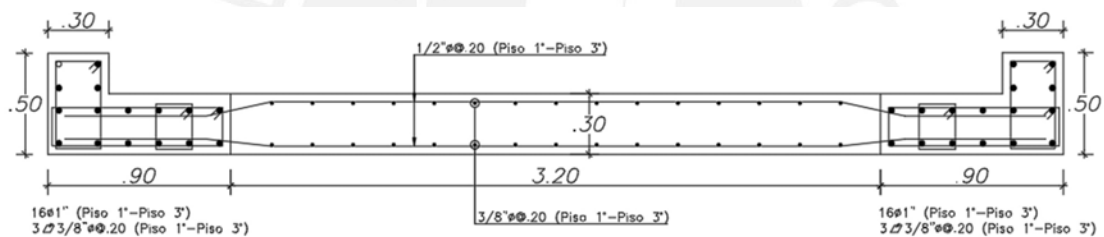
$$C \text{ limite} \geq 166.67 \text{ cm}$$

Para poder encontrar el valor de “C” se procede a iterar hasta encontrar la ubicación a lo largo del elemento en la que se cumple el equilibrio de fuerzas. De esta manera, se evidencia a continuación una síntesis de los resultados obtenidos para los límites de confinamiento:

Tabla 7.7: Verificación confinamiento placa A4

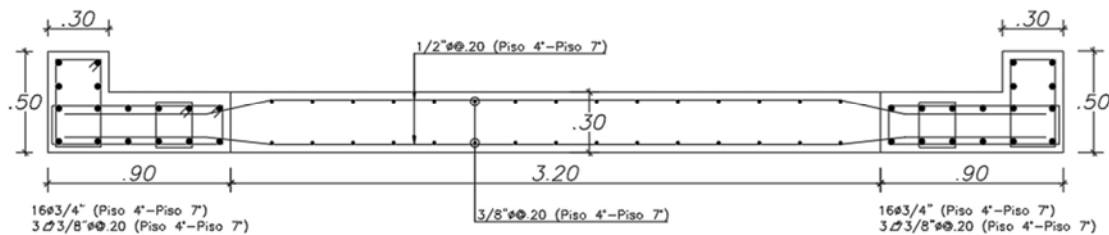
Lm (m)	5.00
du / hm	0.005
C límite Norma (cm)	166.67
C calculado (cm)	125.86
¿Confinamiento?	No

Como cierre del análisis, aunque no resulta estrictamente indispensable disponer zonas de confinamiento, estas se incorporan con el objetivo de optimizar el desempeño estructural del elemento. Posteriormente, se presenta la configuración definitiva del refuerzo adoptado para la placa PL1.



PLACA 1
ESC. 1/25

1° PISO AL 3° PISO
 $f'c=280\text{kg/cm}^2$



PLACA 1
ESC. 1/25

4° PISO AL 7° PISO
 $f'c=280\text{kg/cm}^2$

Imagen 7.10: Diseño final de placa PL1

CAPITULO 8: DISEÑO DE CIMENTACIONES

La cimentación desempeña un papel importante en las edificaciones de concreto armado al ser las encargadas de transferir las cargas de gravedad y de sismo al suelo. Por consiguiente, la realización de un estudio de mecánica de suelos adquiere una importancia primordial, permitiendo un conocimiento detallado de las propiedades del terreno, entre las cuales se destaca la resistencia a compresión, evaluada en 4 kg/cm^2 para el presente proyecto. Este proyecto contempla diversos tipos de cimentaciones, tales como zapatas aisladas, conectadas, entre otras, para las cuales se llevará a cabo un análisis y diseño detallado a lo largo del presente capítulo.

Una vez determinadas las cargas provenientes de las columnas o placas correspondientes, se procederá a verificar los esfuerzos actuantes en el suelo para corroborar que la resistencia mencionada previamente no se supere. Posteriormente, se dimensionarán las zapatas de manera que el esfuerzo en el suelo permanezca dentro de los límites admisibles. Además, se efectuará una verificación del diseño de las zapatas en cuanto al punzonamiento y al corte, para finalmente realizar su diseño a flexión, considerando el esfuerzo máximo actuante en el suelo.

8.1 Diseño de zapatas aisladas

En primer lugar, se verificarán las presiones actuantes en el suelo, para lo que las dimensiones de la zapata deben de garantizar que el esfuerzo actuante sea menor que el esfuerzo admisible a compresión. La primera verificación se realizará solo por cargas de gravedad mientras que cuando se considere las verificaciones por sismo, se deben de considerar las fuerzas de sismo a lo largo de ambas direcciones con sus respectivos signos positivos y negativos. Es importante mencionar que el límite de la resistencia a compresión del suelo aumenta 30% cuando se verifique por sismo.

Los esfuerzos actuantes en el suelo se podrán encontrar a través de la siguiente expresión en la cual las cargas a utilizar son las obtenidas del programa de diseño ETABS reducidas a un 80% (cargas en servicio). A continuación, se mostrarán los cálculos para la zapata Z3.

$$\sigma_x = \frac{P_m + P_v}{\text{Área}} \pm \frac{(M_{myy} + M_{vyy}) * (L_x/2)}{I_{yy}}$$

$$\sigma_y = \frac{P_m + P_v}{\text{Área}} \pm \frac{(M_{mxx} + M_{vxx}) * (L_y/2)}{I_{xx}}$$

Para la zapata Z3 de la placa 3 se tiene:

- σ admisible = 4.00 kg/cm²
- ϕ del suelo = 2.00 ton/m³

Tabla 8.1: Cargas actuantes en zapata de placa 3

CARGAS DE GRAVEDAD			
PD (ton)	182.96	PL (ton)	29.71
MDyy (ton.m)	-0.08	MDxx (ton.m)	-1.79
MLyy (ton.m)	0.11	MLxx (ton.m)	-0.47
CARGAS DE SISMO			
PSX (ton)	-40.57	PSY (ton)	158.15
MSXyy (ton.m)	15.24	MSYxx (ton.m)	-0.25

Tabla 8.2: Verificación de presiones en el suelo de zapata de placa 3

VERIFICACIÓN POR GRAVEDAD			
σ_x max/min (ton/m²)	35.48	38.33	Cumple
σ_y max/min (ton/m²)	37.45	36.90	Cumple
VERIFICACIÓN CON SISMO XX			
σ_x +(ton/m²)	27.68	43.56	Cumple
σ_x -(ton/m²)	46.94	44.99	Cumple
VERIFICACIÓN CON SISMO YY			
σ_y +(ton/m²)	48.13	19.42	Cumple
σ_y -(ton/m²)	10.13	47.57	Cumple

A partir de los resultados previamente encontrados se verifica que los esfuerzos actuantes no superan los esfuerzos admisibles del suelo. Para cargas de gravedad se mantienen por debajo de los 40 ton/m². Mientras como se mencionó previamente, para las verificaciones por sismo se considerará un 30 % más de esfuerzo admisible. Es así, que todos los esfuerzos se mantienen por debajo de 52 ton/m².

8.1.1 Diseño por punzonamiento

Habiendo previamente verificado que los esfuerzos en el suelo no fueron superados, se procede a verificar las zapatas por punzonamiento. Para empezar con el análisis por punzonamiento se determina un esfuerzo último el cual es encontrado a través de las combinaciones de carga previamente definidas. De esta manera quedan definidos los esfuerzos últimos en cada zapata:

- Zapata Z3: σ último de 55.60 kg/cm²

Para la comprobación frente a punzonamiento, resulta fundamental identificar la superficie crítica de verificación, la cual se localiza a una distancia equivalente a $d/2$ medida desde el contorno de la zapata. Seguidamente, se enlistan las expresiones a partir de las cuales se realiza la verificación:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_0 * d$$

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

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

- En donde β es igual a la relación entre el lado mayor y el lado menor
- En donde b_0 es el perímetro del área formada a una distancia “ $d/2$ ” de la cara
- En donde α es un coeficiente que está relacionado con la ubicación de la columna.

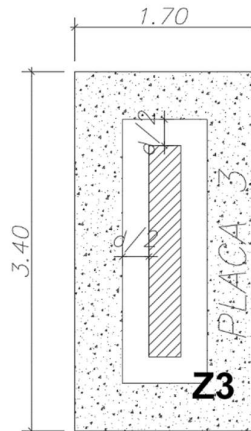


Imagen 8.1: sección de punzonamiento de zapata Z3

El aporte del concreto será el menor valor calculado de las ecuaciones mostradas previamente.

Asimismo, la fuerza cortante ultima queda definida a partir de la siguiente expresión:

$$Vu = \sigma * (A - A0)$$

Con las expresiones previamente planteadas se verifica el diseño por punzonamiento de la zapata en mención:

Tabla 8.3: Verificación de punzonamiento de zapata Z3

Zapata Z3	
bo (m)	6.60
Peralte (m)	0.60
Ao (m)	2.00
β	0.15
α	40.00
$\Phi Vc(\text{ton})$	430.87
$\Phi Vc(\text{ton})$	3087.90
$\Phi Vc(\text{ton})$	552.10
Vu (ton)	210.17
¿Cumple?	SI

Se puede apreciar que se cumple con la verificación por punzonamiento para un peralte de (H = 0.60 m)

8.1.2 Diseño por cortante

Siguiendo el proceso detallado previamente, para la verificación por fuerza cortante se define una sección crítica a una distancia “d” de la cara. Asimismo, la resistencia del concreto viene dada por la siguiente expresión:

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

Seguidamente, son mostrados los resultados de la verificación por fuerza cortante:

$$Vu = \sigma * (B * (Volado - d))$$

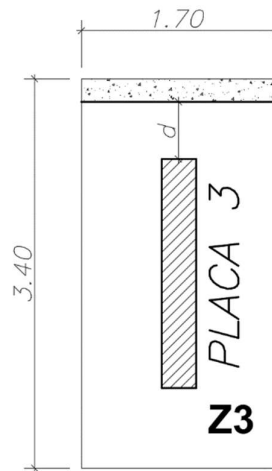


Imagen 8.2: Sección de corte de zapata Z3

Tabla 8.4: Verificación de corte de zapata Z3

Zapata Z3	
$\Phi Vc(\text{ton})$	111.00
$Vu(\text{ton})$	37.80
¿Cumple?	SI

Se puede apreciar, que la verificación por fuerza cortante cumple para un peralte ($H = 0.60$ m).

8.1.3 Diseño por flexión

El momento flector con el cual se calculará el área de acero de refuerzo para la zapata, se encuentra a partir de los volados de la misma, el esfuerzo último y las longitudes de la zapata.

Asimismo, se debe calcular el acero mínimo a partir de la seguida expresión:

$$As_{min} = 0.0018 * h * b$$

Para el cálculo del momento último se seguirá la siguiente expresión:

$$Mu = \frac{\sigma_u \cdot (\text{volado})^2 * B}{2}$$

De esta manera, a partir de las expresiones previamente encontradas se procede a mostrar en la tabla 8.5 el cálculo de aceros mínimos, aceros requeridos y aceros instalados:

Tabla 8.5: Diseño por flexión zapata Z3

DIRECCION XX		DIRECCION YY	
Volado en X (m)	0.70	Volado en Y (m)	0.70
b (cm)	340.00	b (cm)	170.00
h (cm)	60.00	h (cm)	60.00
d (cm)	50.00	d (cm)	50.00
fc (kg/cm ²)	210.00	fc (kg/cm ²)	210.00
fy (kg/cm ²)	4200.00	fy (kg/cm ²)	4200.00
cuantía mínima (cm ²)	36.72	cuantía mínima (cm ²)	18.36
Mu (kg.cm)	4631480.00	Mu (kg.cm)	2315740.00
M. Ultimo (ton.m)	46.31	M. Ultimo (ton.m)	23.16
As requerido (cm ²)	24.94	As requerido (cm ²)	12.47
As instalado (cm ²)	38.62	As instalado (cm ²)	19.31
Distribución	3/4"@0.25	Distribución	3/4"@0.25

Se aprecia que en la zapata se colocará el acero mínimo indicado en la Norma E.060. De esta manera, la zapata queda como es mostrada a continuación en la imagen 8.3.

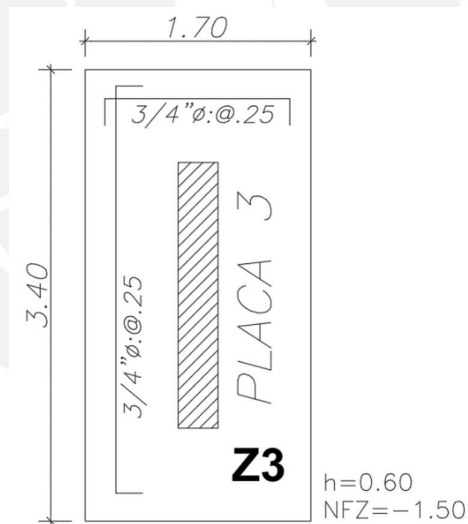


Imagen 8.3: Diseño final de zapata Z3

8.2 Diseño de zapatas conectadas

A lo largo del diseño del proyecto se cuenta con columnas y placas situadas en el borde de la propiedad, lo que por consiguiente requiere zapatas excéntricas. Estas zapatas sufren elevadas presiones cerca de su cara externa debido a la distribución triangular de las presiones generada por la excentricidad de la carga aplicada. Para mitigar este problema, se une la zapata excéntrica

con zapatas interiores mediante vigas de cimentación. Estas vigas son las encargadas de absorber, en parte, el momento presente en la zapata excéntrica, evitando su giro y permitiendo así una distribución uniforme de las presiones en el terreno. A continuación, en las imágenes 8.4 y 8.5 se muestran las zapatas conectadas a analizar en el presente capítulo:

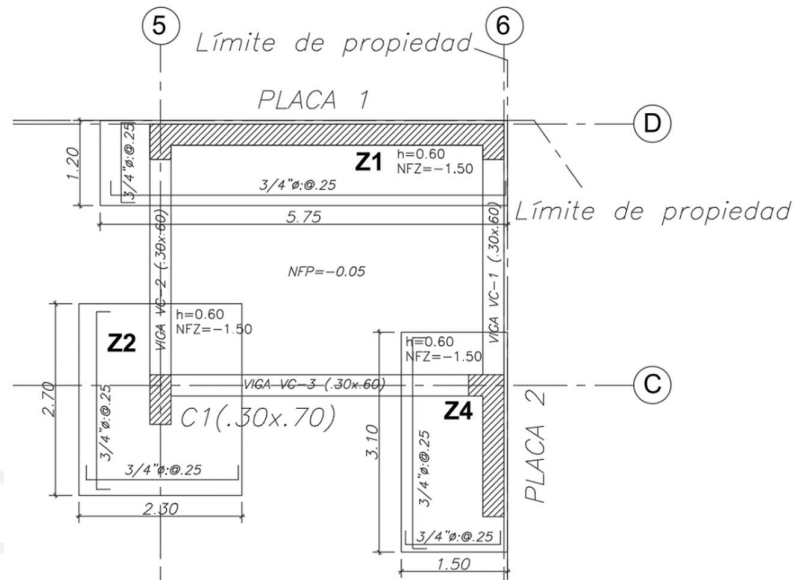


Imagen 8.4: Zapatas conectadas a analizar esquina superior derecha

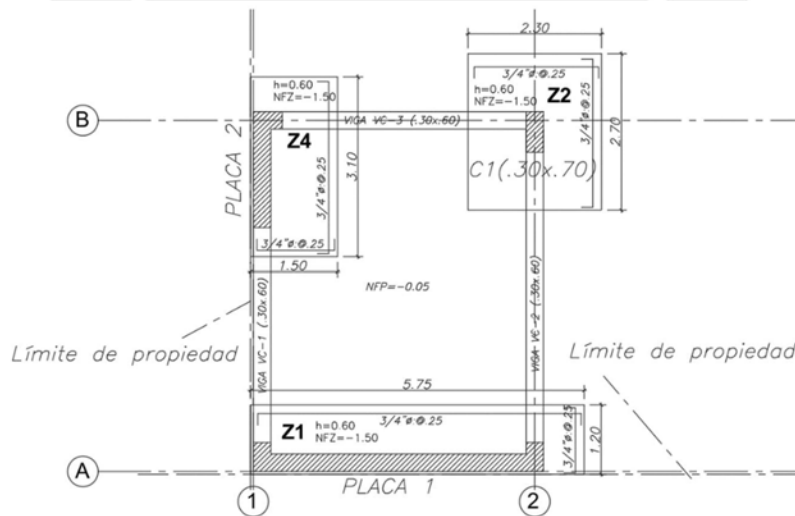


Imagen 8.5: zapatas conectadas a analizar esquina inferior izquierda

La viga de conexión, que presenta un peralte significativo para asegurar una rigidez alta, elimina la necesidad de controlar el efecto de punzonamiento, ya que su diseño impide que este se presente. El diseño estructural de la viga se realiza teniendo en cuenta la flexión y el cortante, y

se incluye refuerzo en el alma (estribos) para satisfacer los requisitos de diseño por cortante. Este enfoque asegura que las cargas se distribuyan de manera uniforme, mejorando la estabilidad de la zapata excéntrica y reduciendo los riesgos asociados con las presiones elevadas en el borde externo.

El análisis de las presiones en el suelo se realiza en el software SAFE, dentro del cual se exportan las cargas de gravedad y de sismo provenientes del modelado en ETABS, para luego definir las propiedades del suelo, así como las de las cimentaciones. A continuación, se verifica en las imágenes 8.5 y 8.6 que las presiones en el suelo no son superadas y que las presiones son correctamente redistribuidas.

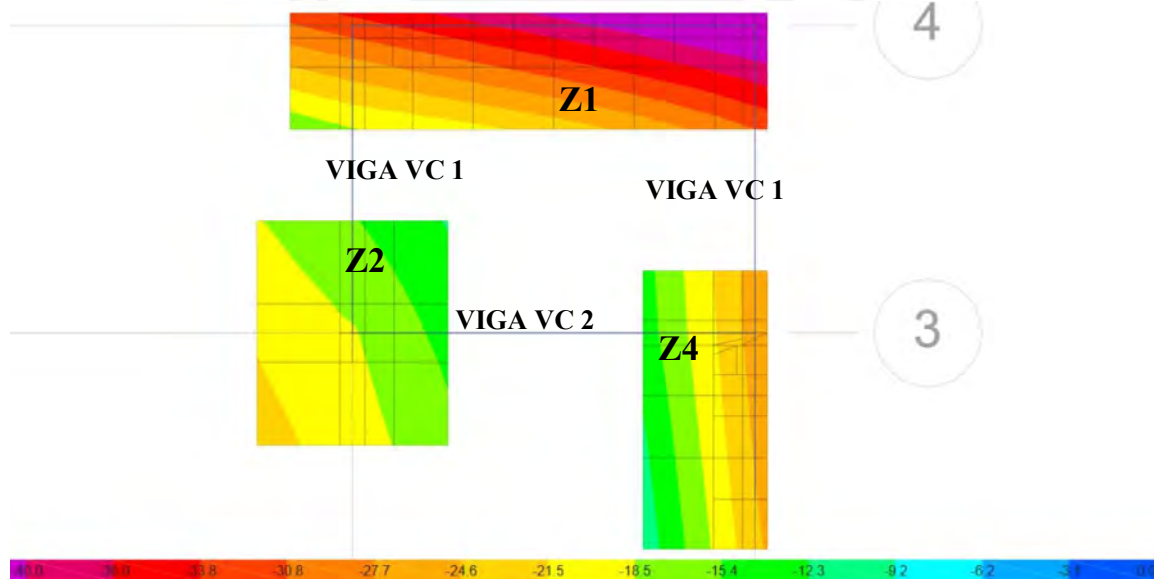


Imagen 8.5: Presiones en el suelo para CM+CV del primer caso de análisis. Escala de la imagen en ton/m².

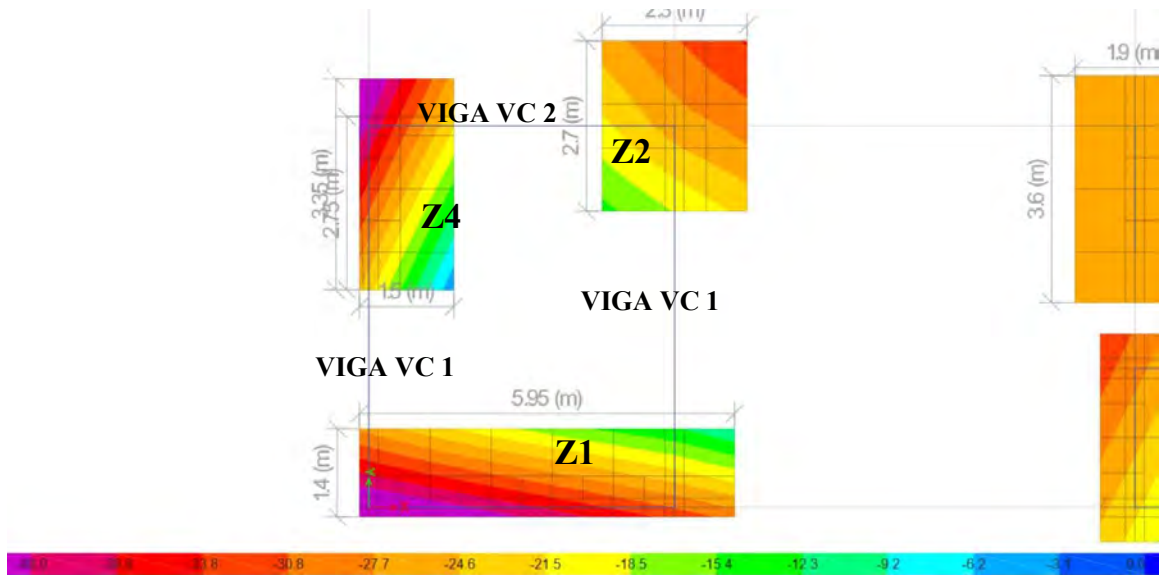


Imagen 8.6: Presiones en el suelo para CM+CV del segundo caso de análisis. Escala de la imagen en ton/m².

Seguidamente, es compartido en la tabla 8.6 el diseño de las vigas VC1 y VC2 y finalmente, en la imagen 8.7 se muestra la sección de las vigas en mención.

Tabla 8.5: Diseño Viga de cimentación VC1 y VC2

VIGA DE CIMENTACIÓN	VC1	VC2
Sección	0.30x0.70	0.30x0.70
d (m)	0.08	0.08
M último (ton.m)	48.35	37.55
Acero requerido (cm²)	24.39	18.09
As instalado (cm²)	25.33	20.90
As instalado (cm²)	5φ1"	3φ1"+2φ3/4"
Vu última (ton)	29.10	16.19
φVc (ton)	12.10	12.10
φVs (ton)	20.00	4.81
Espaciamiento requerido "s" (cm)	18.50	30.00
Espaciamiento instalado "s" (cm)	10.00	10.00
Refuerzo	3/8	3/8
Resistencia Instalada (ton)	43.60	43.60

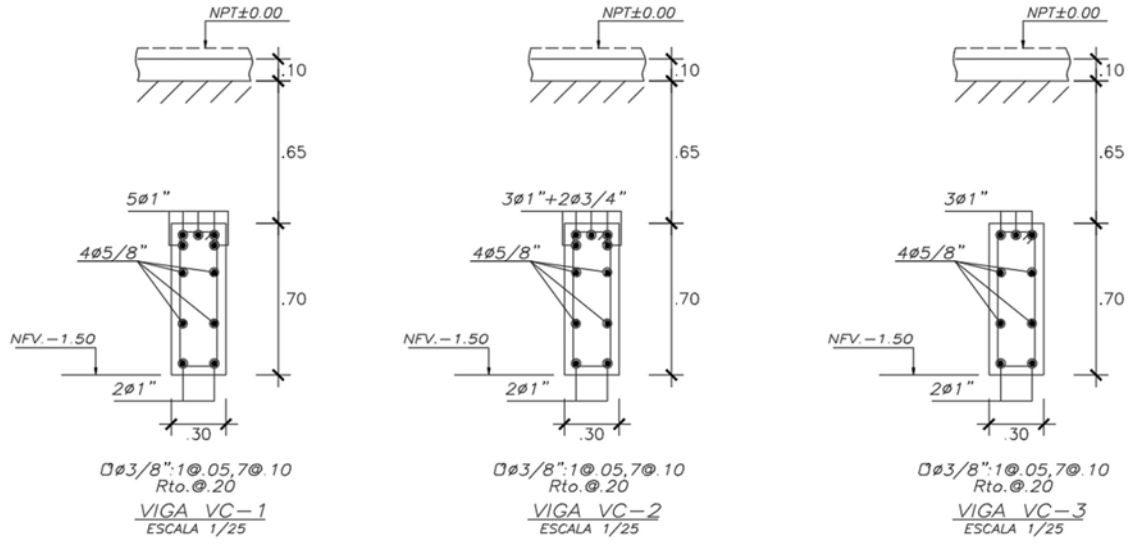
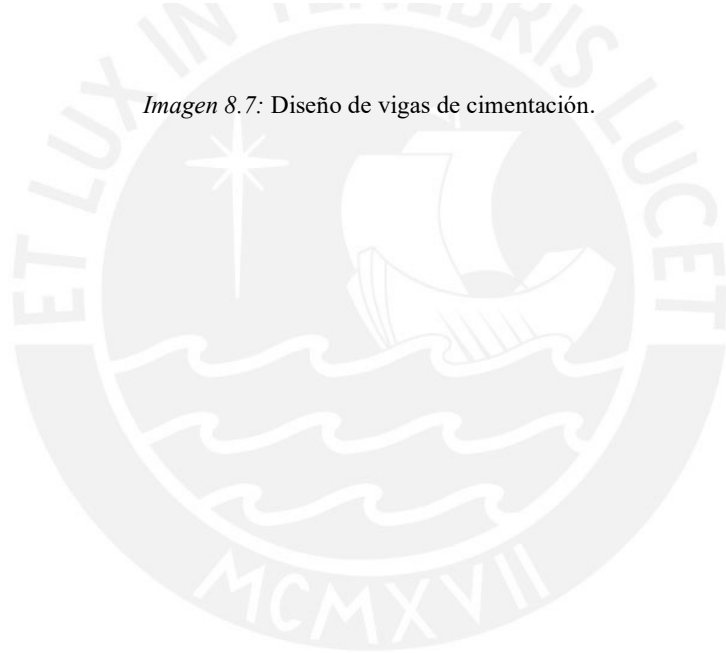


Imagen 8.7: Diseño de vigas de cimentación.



CAPITULO 9: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

El desarrollo del proyecto logró cumplir con los objetivos planteados inicialmente, abarcando de manera satisfactoria el diseño y análisis estructural de la edificación planteada de siete niveles. Todo el proceso fue ejecutado siguiendo los lineamientos establecidos en las normativas peruanas vigentes, además de basarse en los conocimientos adquiridos a lo largo de la formación en ingeniería civil.

Durante la fase de predimensionamiento, se buscó configurar un sistema estructural lo más simétrico y eficiente posible. Este proceso fue iterativo, analizando diversas opciones para encontrar una disposición que se ajustara tanto a los requerimientos estructurales como a las necesidades arquitectónicas. En la dirección longitudinal (X), fue posible disponer muros de corte simétricos en los extremos del edificio, asegurando un adecuado control de deformaciones en ese sentido. Sin embargo, en la dirección transversal (Y), la presencia de estacionamientos en el primer nivel representó un desafío en la ubicación de columnas y placas estructurales. Para abordar esta situación, se implementaron placas en la caja de escaleras, las mismas que ayudaron a dotar de mayor rigidez a la edificación y se dispusieron columnas alineadas con los espacios de circulación vehicular. Estos desafíos encontrados resaltan la importancia de un trabajo coordinado desde las etapas iniciales del proyecto, permitiendo alcanzar una solución en la que la eficiencia estructural y la propuesta arquitectónica se complementen mutuamente.

La evaluación sísmica se realizó satisfactoriamente, a pesar de contar con una estructura que presenta irregularidad en planta debido al ducto ubicado en la parte central. Esta irregularidad y los efectos de torsión ocasionados por la ubicación no simétrica de la caja del ascensor fueron bien controlados por la correcta orientación y dimensionamiento de los elementos estructurales. Esto queda comprobando al observar las derivas de entrepiso, los valores obtenidos fueron 4.04‰ en el eje Y y 3.07‰ en el eje X, sin superar el límite normativo de 7‰ indicado en la Norma E.030.

La ubicación de la placa del ascensor generó efectos de torsión que, sumados a la irregularidad en planta, llevaron los ratios de torsión a valores cercanos a 1.30. Esto se evidenció particularmente en el análisis donde el centro de masas se desplazó un 5% a lo largo del eje X, incrementando la asimetría de la estructura en dicha dirección. Este comportamiento no se observó en el eje Y, ya que la distribución estructural en esa dirección es más simétrica, lo que contribuyó a un mejor equilibrio de rigidez y redujo los efectos de torsión en ese sentido. En cualquiera de los casos, la estructura respondió de manera coherente y dentro de los parámetros esperados.

El diseño de los elementos estructurales se llevó a cabo manera satisfactoria, asegurando que las secciones escogidas fueran capaces de proporcionar la rigidez necesaria. Se evidenció que las solicitaciones predominantes en los pórticos de la dirección Y fueron las fuerzas sísmicas, particularmente en las vigas interactuantes con las placas. En contraste, en la dirección X, las solicitaciones principales fueron de origen gravitacional. Las columnas mostraron un comportamiento adecuado, ya que las secciones diseñadas, junto con las cuantías de acero empleadas, demostraron ser suficientes para resistir las solicitaciones previstas. En cuanto a las placas de corte, aquellas ubicadas en el eje horizontal no presentaron inconvenientes frente a las fuerzas sísmicas debido a su longitud, lo que les permitió absorber las demandas sin dificultad. Sin embargo, los muros dispuestos en el eje Y estuvieron sometidos a mayores exigencias sísmicas, aunque lograron responder de manera eficiente a dichas solicitaciones, evidenciando un desempeño estructural adecuado.

El esquema de cimentación lo conforman zapatas conectadas y aisladas, soportadas sobre un suelo con una capacidad portante de 4 kg/cm^2 , característica de suelos de Lima con buen comportamiento geotécnico. Para evitar problemas de volteo por cargas excéntricas, se diseñaron zapatas excéntricas conectadas mediante vigas de cimentación, asegurando una distribución estable de las cargas. Las zapatas aisladas fueron dimensionadas sin mayores inconvenientes, obteniendo resultados dentro de los parámetros admisibles.

En resumen, como resultado del análisis y diseño desarrollado en este trabajo, se logró plasmar los elementos estructurales en planos estructurales detallados, incluyendo cortes, secciones y detalles de refuerzo. Se prestó especial atención a la simplicidad y constructibilidad de los elementos, garantizando que la ejecución del proyecto pueda realizarse de manera eficiente y sin complicaciones innecesarias durante su construcción.



CAPITULO 10: BIBLIOGRAFIA

Blanco, A. (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima, Perú:

Colegio de Ingenieros.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2016). NTP E.020 Cargas. Lima, Perú:

Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2016). NTP E.030 Diseño

Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). NTP E.050 Suelos y

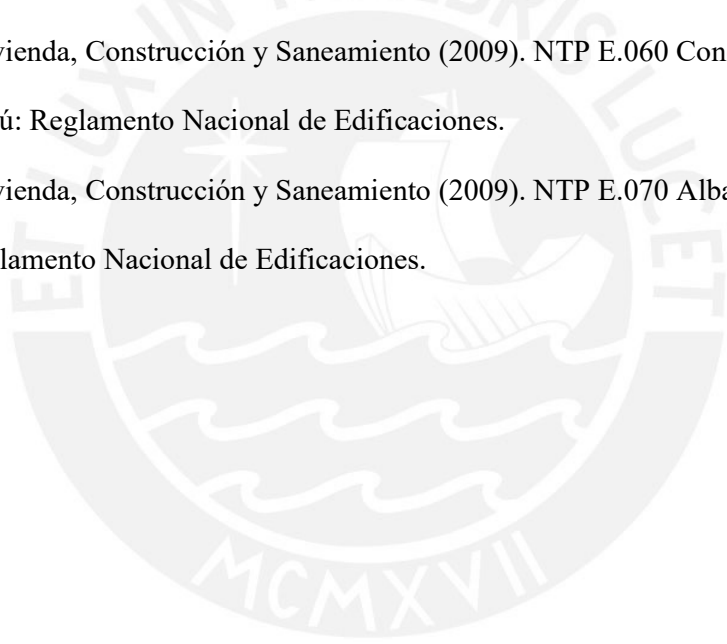
Cimentaciones. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

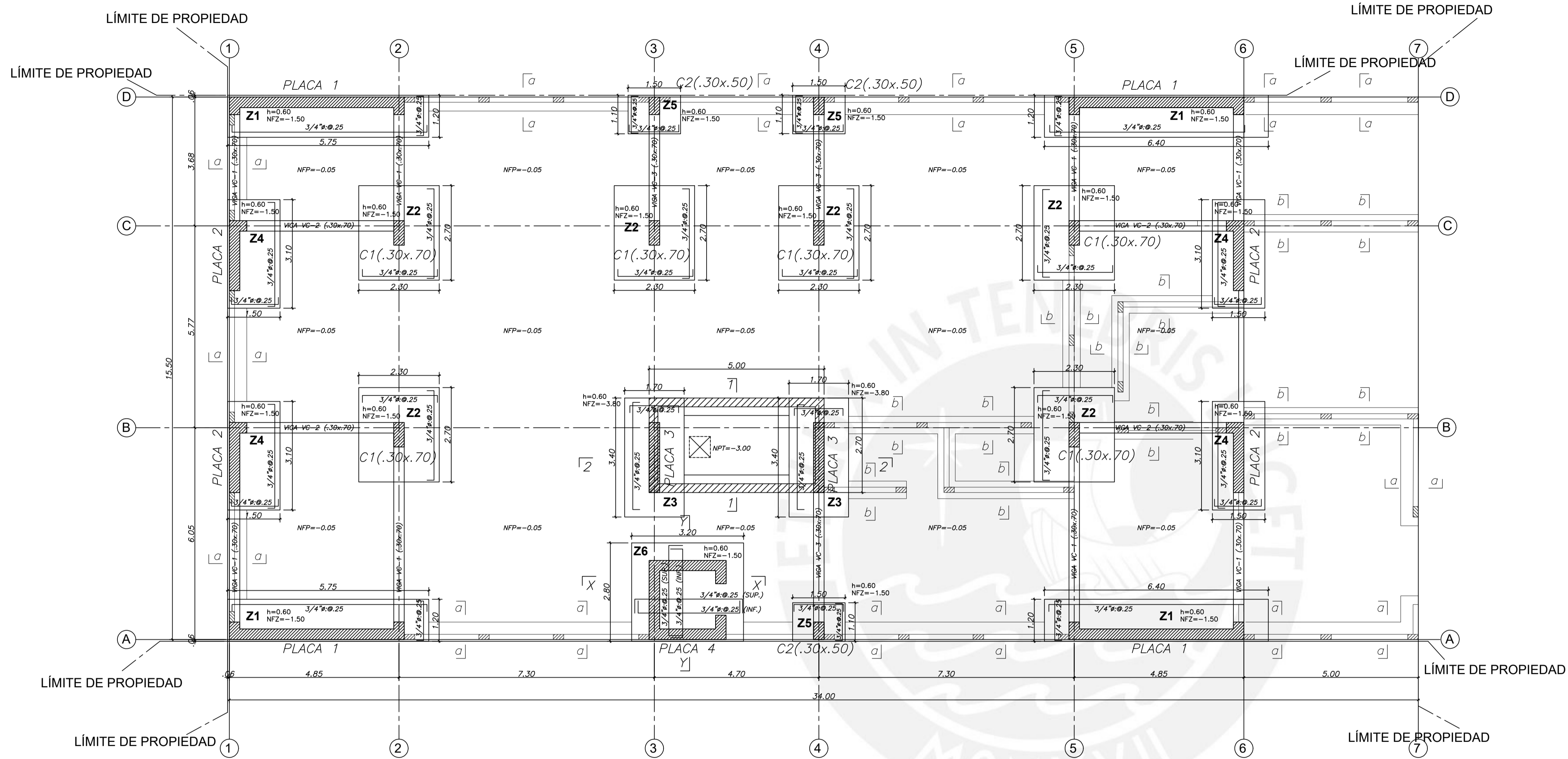
Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). NTP E.060 Concreto Armado.

Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

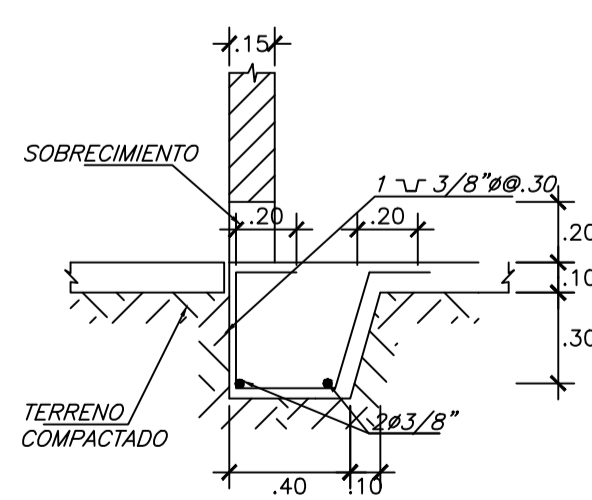
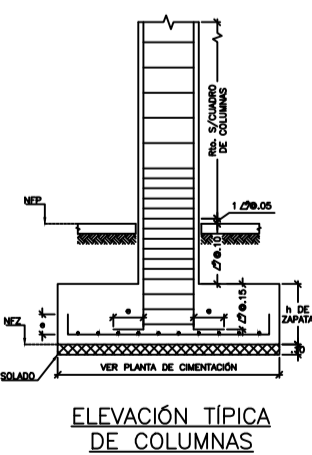
Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). NTP E.070 Albañilería. Lima,

Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

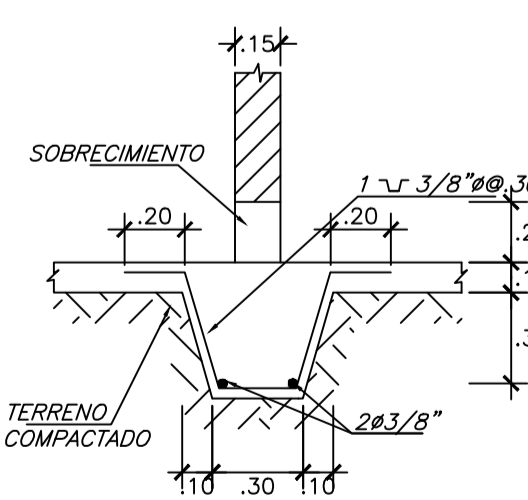




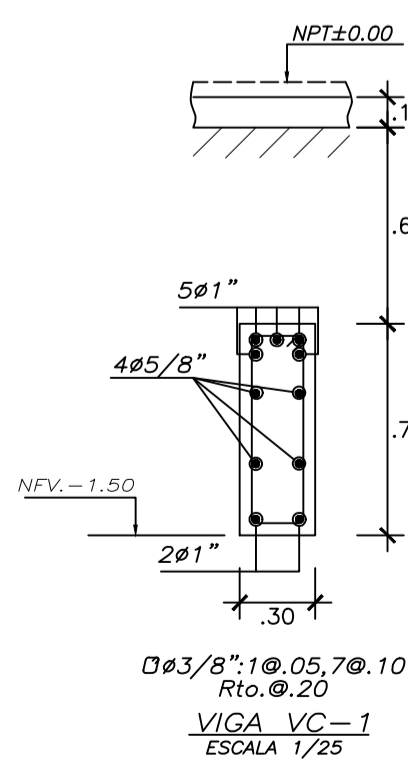
PLANTA DE CIMENTACIÓN



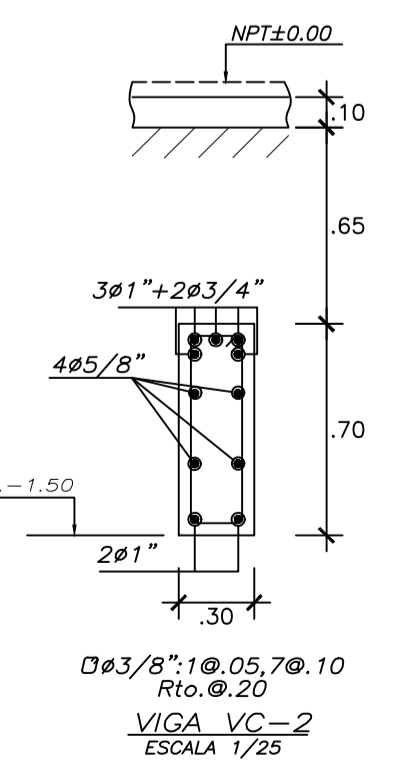
CORTE a-a
ESCALA 1/25



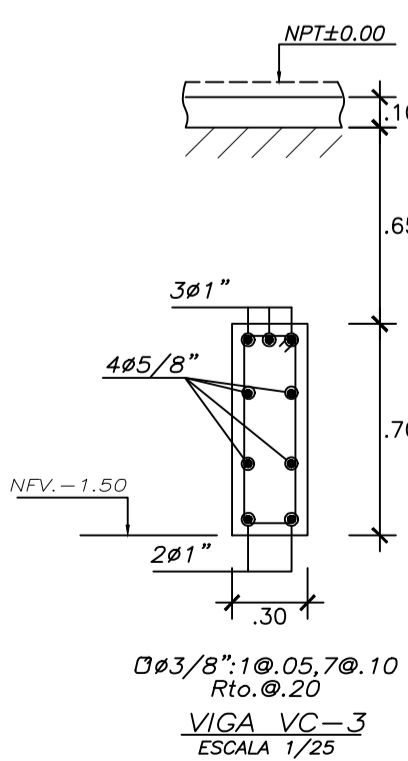
CORTE b-b
ESCALA 1/25



D#3/8":1@.05,7@.10
Rto. @.20
VIGA VC-1
ESCALA 1/25



D#3/8":1@.05,7@.10
Rto. @.20
VIGA VC-2
ESCALA 1/25



D#3/8":1@.05,7@.10
Rto. @.20
VIGA VC-3
ESCALA 1/25

LEYENDA

- COLUMNA CONCRETO
- PLACA CONCRETO
- MURO CONCRETO
- MURO DE ALBAÑILERÍA

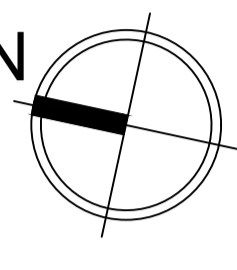
LEYENDA

- NFP = NIVEL FALSO PISO
- NFZ = NIVEL FONDO ZAPATA
- NFC = NIVEL FONDO CIMENTO
- NFZZ = NIVEL FONDO FALSA ZAPATA

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

- a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:
 - MUROS ESTRUCTURALES (X-X)
 - MUROS ESTRUCTURALES (Y-Y)
- b) PARÁMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA:
 - FACTOR DE ZONA (ZONA 4): Z=0.45
 - FACTOR DE SUELO (TIPO S1): S=1.00
 - FACTOR DE USO (CAT.C): U=1.00
 - FACTOR DE REDUCCIÓN X-X: Rx=6, Ry=5.1
 - FACTOR DE REDUCCIÓN Y-Y: Ry=6, Rx=5.1
 - FACTOR DE IRREGULARIDAD: I=1.00 (REGULAR), I=0.85 (IRREGULAR)
- c) PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN:
 - DIRECCIÓN X-X: T=0.348 s
 - DIRECCIÓN Y-Y: T=0.405 s
- d) CORTANTE BASAL DE DISEÑO:
 - DIRECCIÓN X-X: V=624.60 ton
 - DIRECCIÓN Y-Y: V=624.60 ton
- e) DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL ÚLTIMO NIVEL:
 - DIRECCIÓN X-X: D=4.57 cm
 - DIRECCIÓN Y-Y: D=6.43 cm
- f) DERIVAS MÁXIMAS:
 - DIRECCIÓN X-X: df=0.0031
 - DIRECCIÓN Y-Y: df=0.0043
 - MÁXIMA PERMITIDA: df=0.0070

NORTE MAGNETICO:



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- CEMENTO**
 - CEMENTO PORTLAND TIPO II
- CONCRETO ARMADO**
 - CIMENTACIÓN: f'c=210 kg/cm²
 - COLUMNAS, MUROS Y PLACAS: f'c=280 kg/cm²
 - LOSAS Y VIGAS: f'c=210 kg/cm²
 - MUROS DE CISTERNA: f'c=280 kg/cm²
 - COLUMNETAS Y SOLERAS: f'c=175 kg/cm²
- ACERO DE REFUERZO**
 - BARRAS CORRUGADAS ASTM A-615: fy=4200 kg/cm²
- CONCRETO SIMPLE**
 - CIMENTO CORRIDO: f'c=100 kg/cm² + 30% P.G. (TAMANO MÁXIMO 8")
 - SOBRECIMIENTO: f'c=100 kg/cm² + 25% P.G. (TAMANO MÁXIMO 3")
 - FALSA ZAPATA: MEZCLA CEMENTO + HORMIGÓN 1:1.2 + 30% P.G. (TAMANO MÁXIMO 8")
 - SOLADO: f'c=100 kg/cm²
- ALBAÑILERÍA (TABIQUERÍA)**
 - LADRILLO TIPO IV (KK 18 HUECOS): f'm=65 kg/cm²
 - MORTERO TIPO P2: MEZCLA 1:4 (CEMENTO-ARENA)
 - CONEXIÓN DENTADA A COLUMNETAS: MIN 5.0 cm
 - JUNTA ENTRE HILADAS: 1.0 cm
- RECUBRIMIENTOS**
 - ZAPATAS: 7.0 cm
 - COLUMNAS, MUROS, PLACAS Y VIGAS PERALTADAS: 4.0 cm
 - COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS (es.15): 2.5 cm
 - LOSAS, VIGUETAS DE TECHO Y VIGAS CHATAS: 3.0 cm
 - MUROS DE CISTERNA: 5.0 cm

CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

- SEGÚN EL ESTUDIO DE SUELOS REALIZADO POR EL ING. RONALD AVILA PAREJA CON CIP 221333:
- TIPO DE CIMENTACIÓN: ZAPATAS AISLADAS, COMBINADAS, CONECTADAS Y/O CIMENTOS CORRIDOS
 - ESTRATO DE APOYO DE CIMENTACIÓN: GRAVA ARENOSA MEDIANAMENTE DENSA
- PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN:**
 - PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN: 1.50 m
 - PRESIÓN ADMISIBLE: 4.00 kg/cm²
 - FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE: 3.0
- PARÁMETROS SISMICOS DEL SUELO:**
 - ZONA SISMICA: ZONA 4
 - TIPO DE PERFIL DEL SUELO: SUELO TIPO S1
 - FACTOR DEL SUELO (S): 1.00
 - PERIODO TP (s): 0.4
 - PERIODO TL (s): 2.5
 - AGRESIVIDAD DEL SUELO: MODERADO DE SALES
 - NAPA FREÁTICA: NO DETECTADA

PROYECTO:

VIVIENDA MULTIFAMILIAR

ASESOR:

ING. RENZO NORIEGA

PLANO DESCRIPCIÓN:

ESTRUCTURAS
 - CIMENTACIÓN, VIGAS DE CIMENTACIÓN

UBICACIÓN:

DISTRITO DE SURCO

FECHA:

SEPTIEMBRE 2025

ESCALA:

1/75

ALUMNO:

SEBASTIAN GARRANZA NUÑEZ

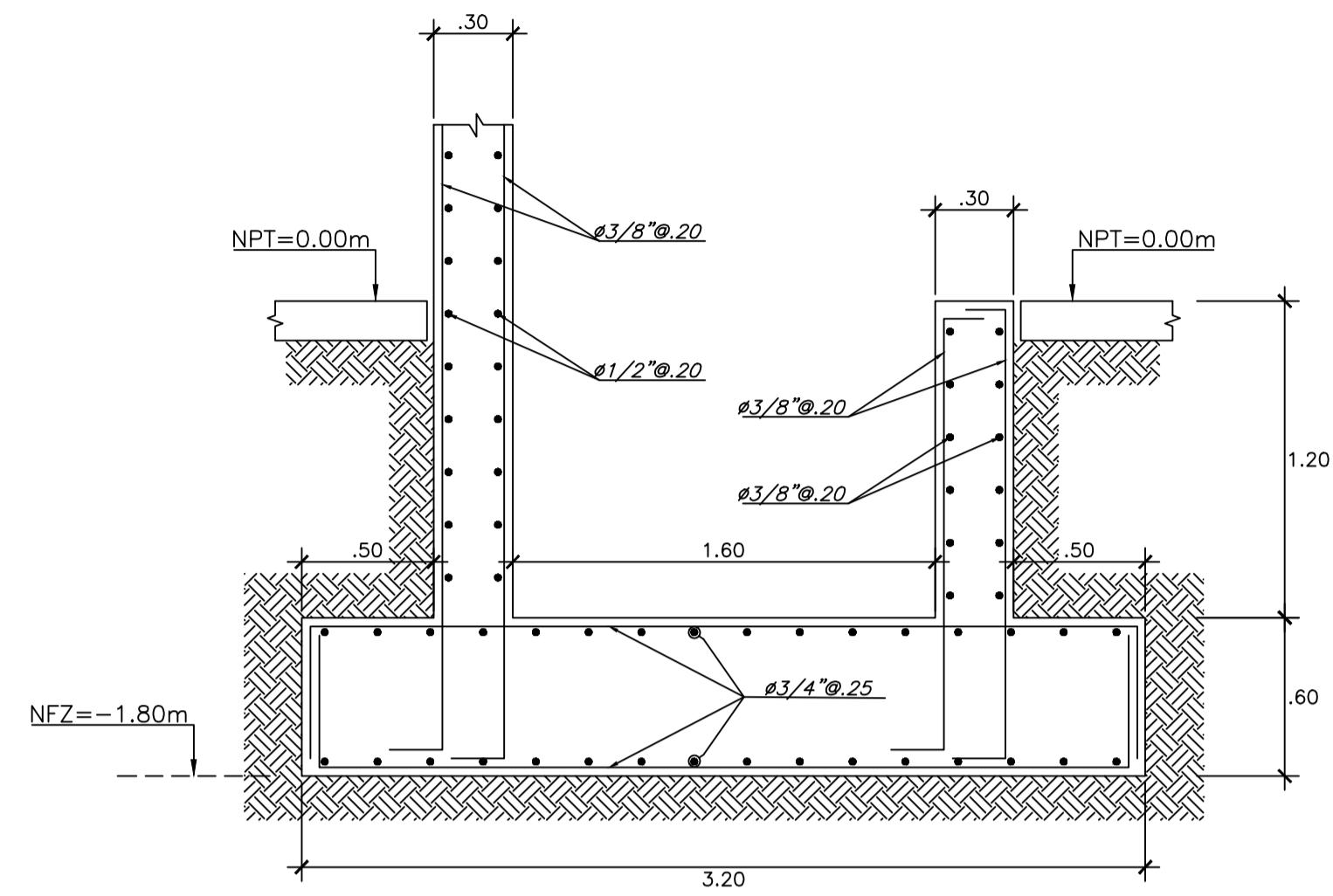
DIBUJO:

SACN

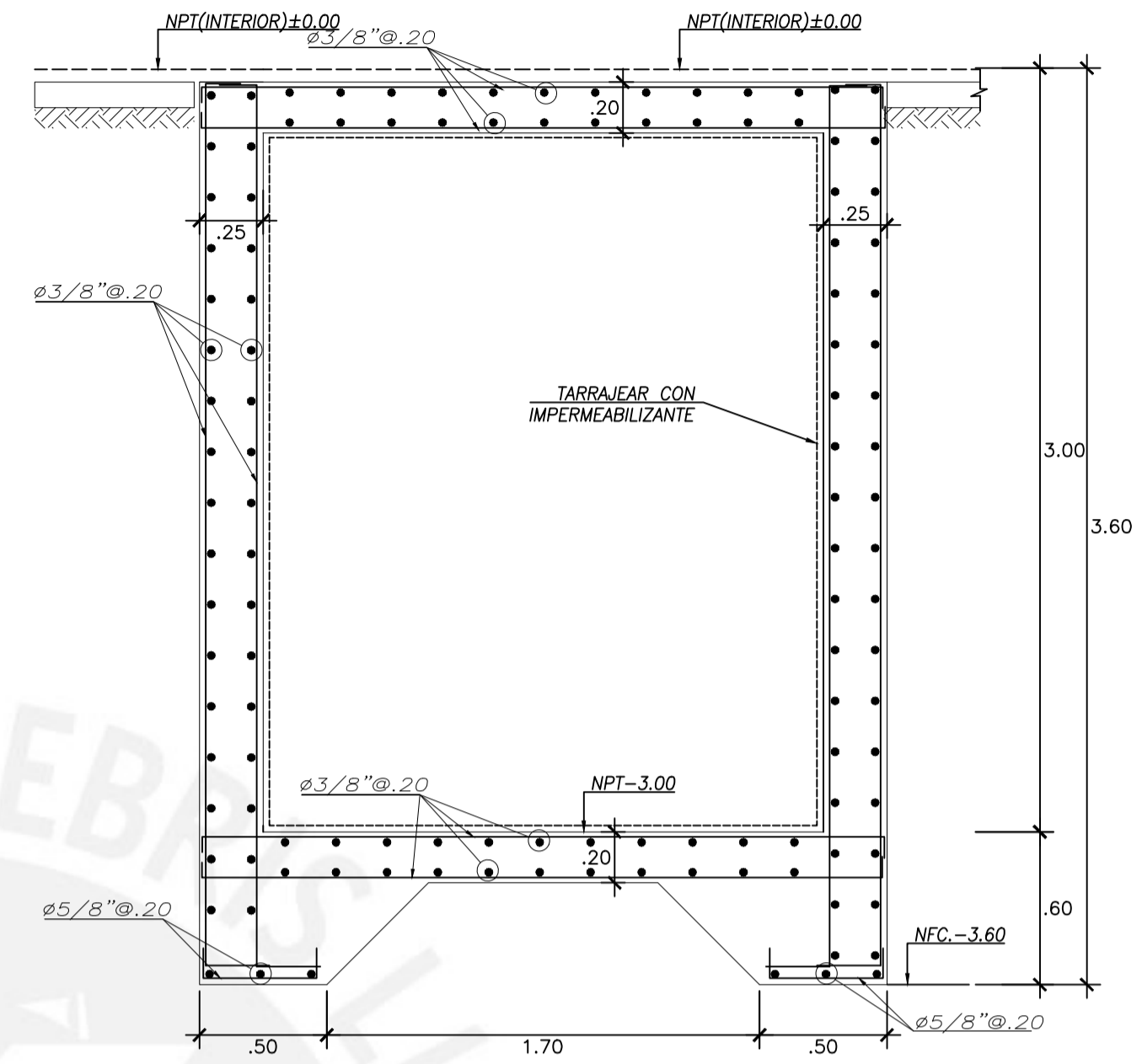
LAMINA:

E-01

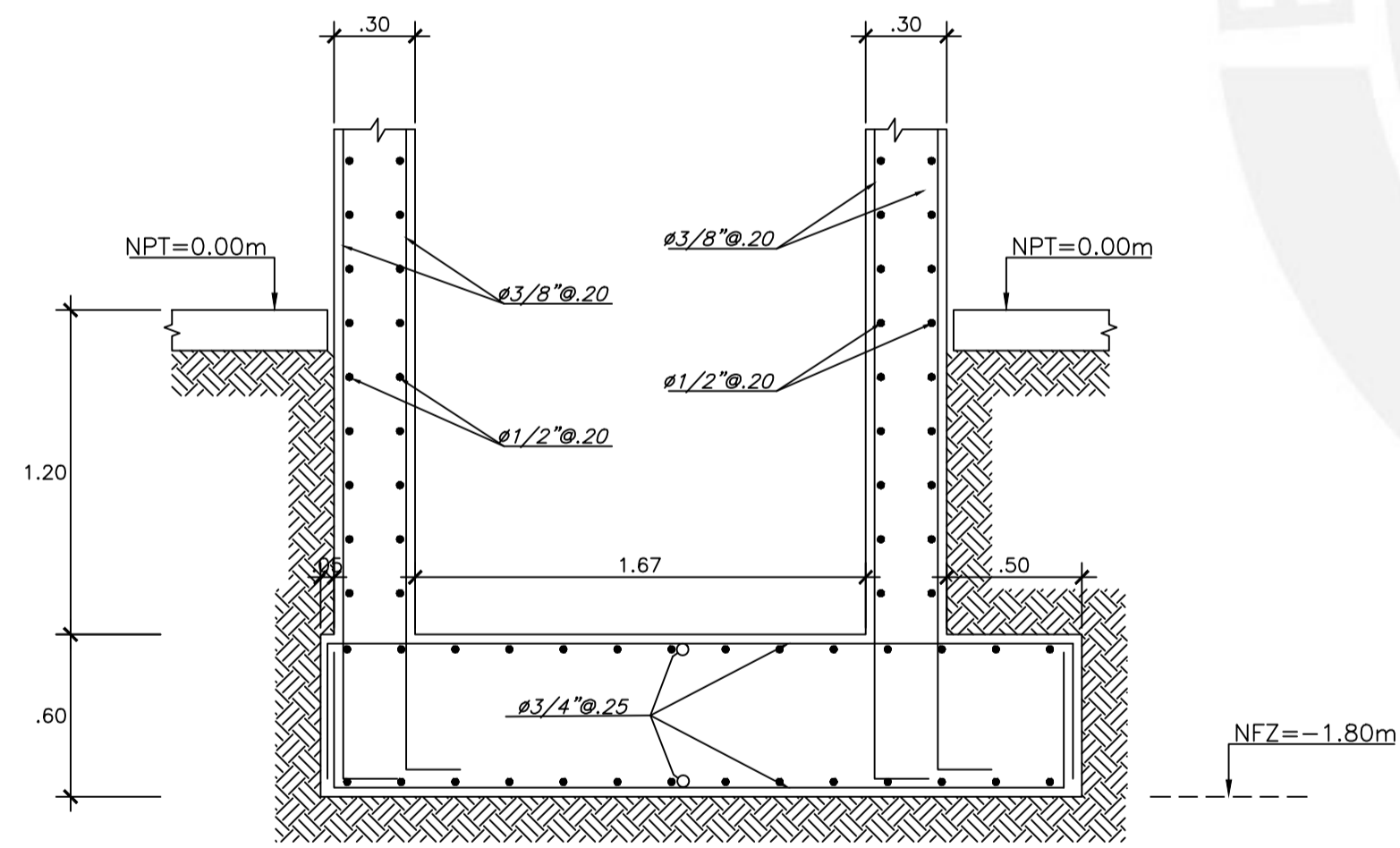
VIVIENDA MULTIFAMILIAR



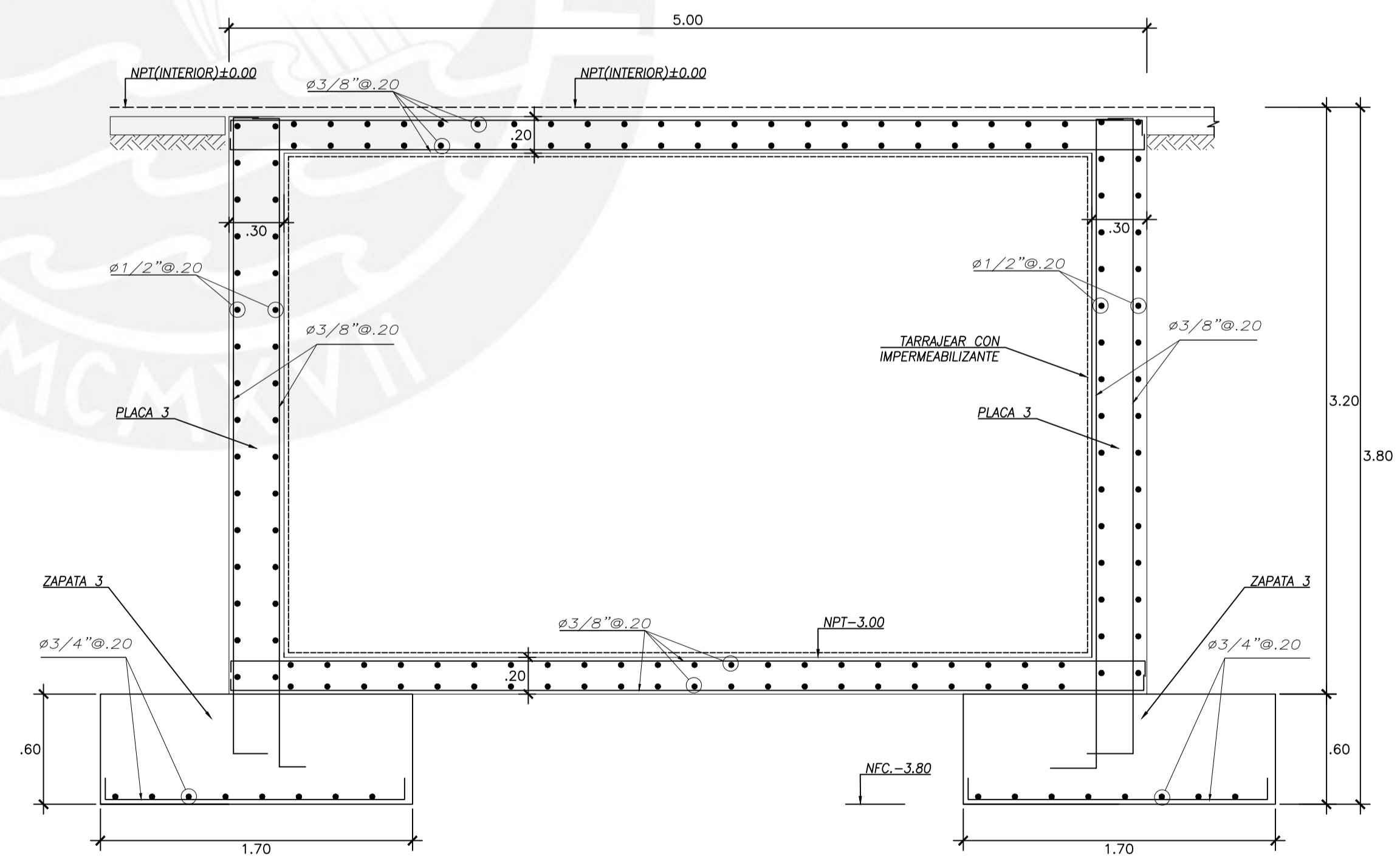
CIMENTACIÓN DE ASCENSOR
CORTE X-X
ESCALA 1/25



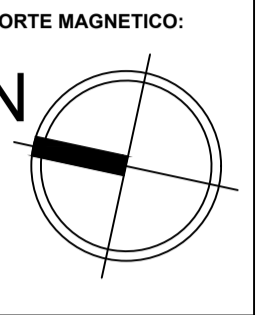
CORTE 1-1
ESCALA 1/25



CIMENTACIÓN DE ASCENSOR
CORTE Y-Y
ESCALA 1/25



CORTE 2-2
ESCALA 1/25



PROYECTO:

VIVIENDA MULTIFAMILIAR

ASESOR:

ING. RENZO NORIEGA

PLANO DESCRIPCIÓN:

ESTRUCTURAS
CORTE CISTERNA Y
ASCENSOR

UBICACIÓN:

DISTRITO DE SURCO

FECHA:

SEPTIEMBRE
2025

ESCALA:

1/75

ALUMNO:

SEBASTIAN CARRANZA
NUÑEZ

DIBUJO:

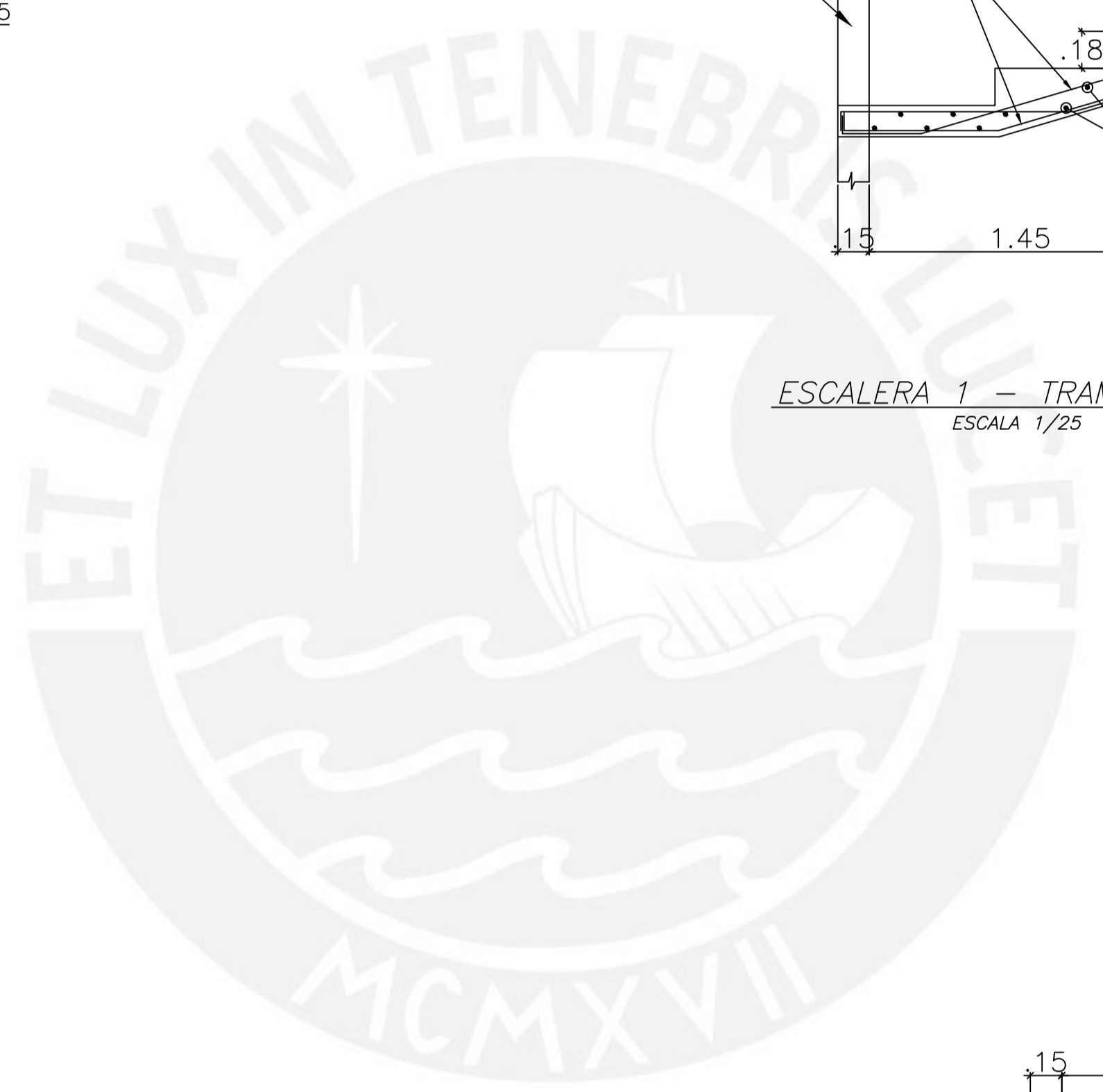
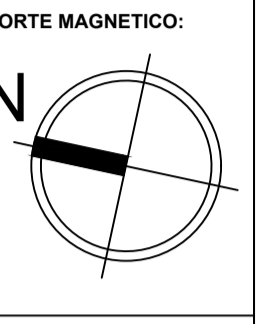
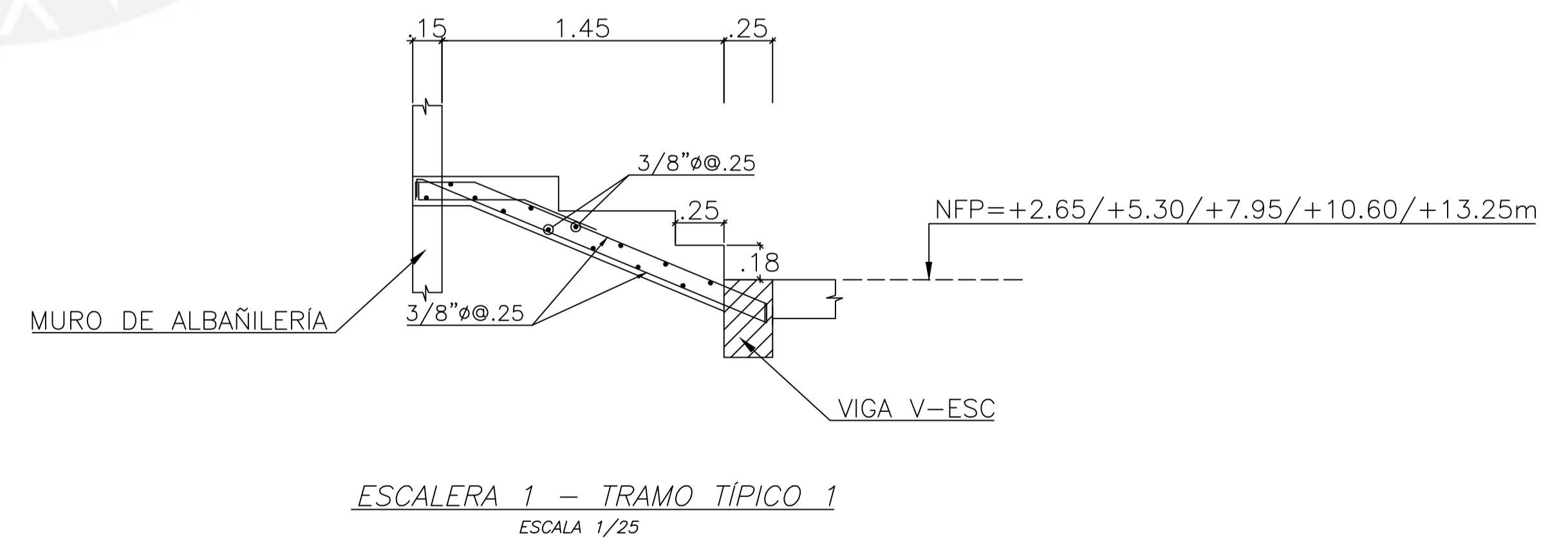
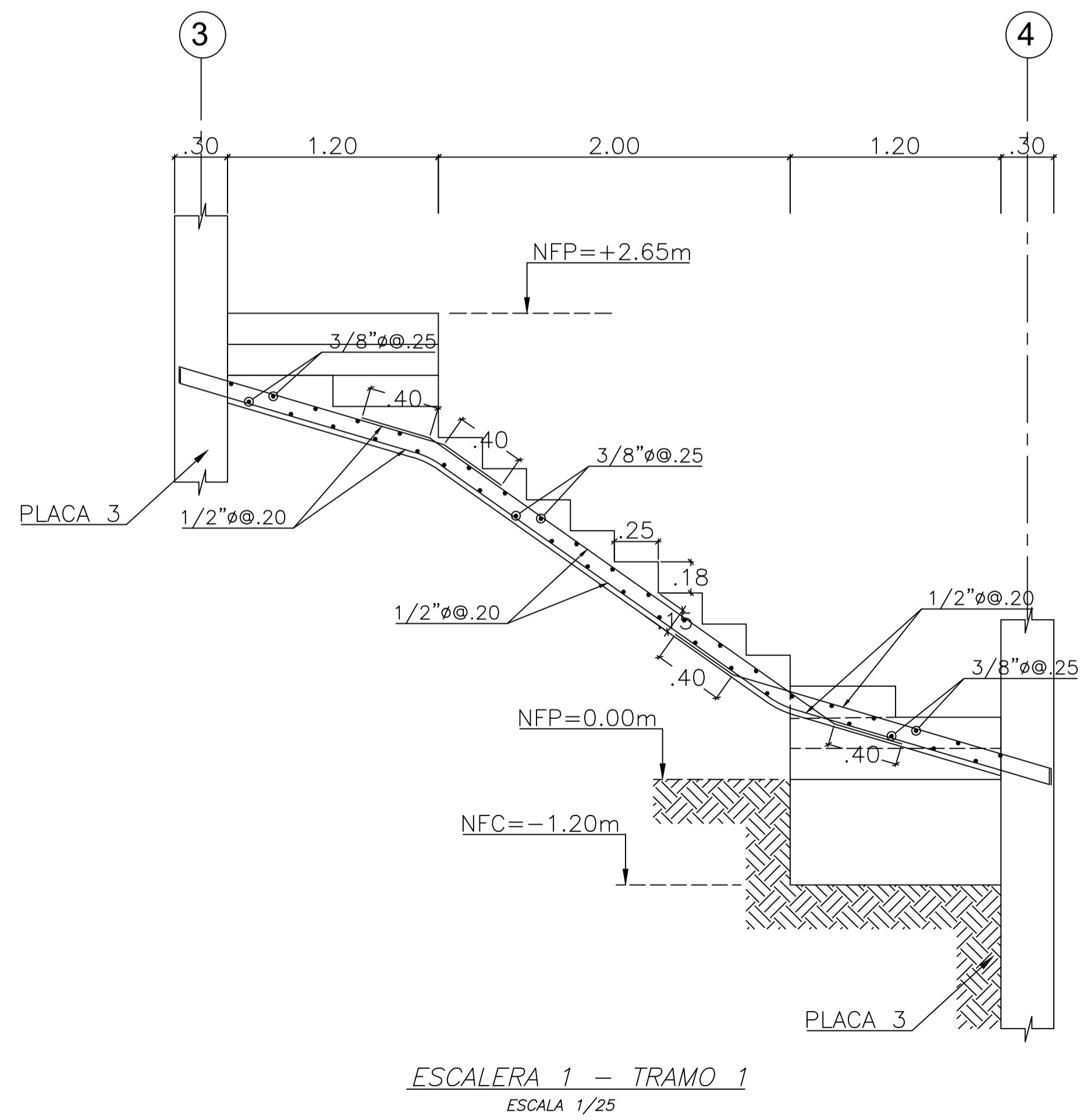
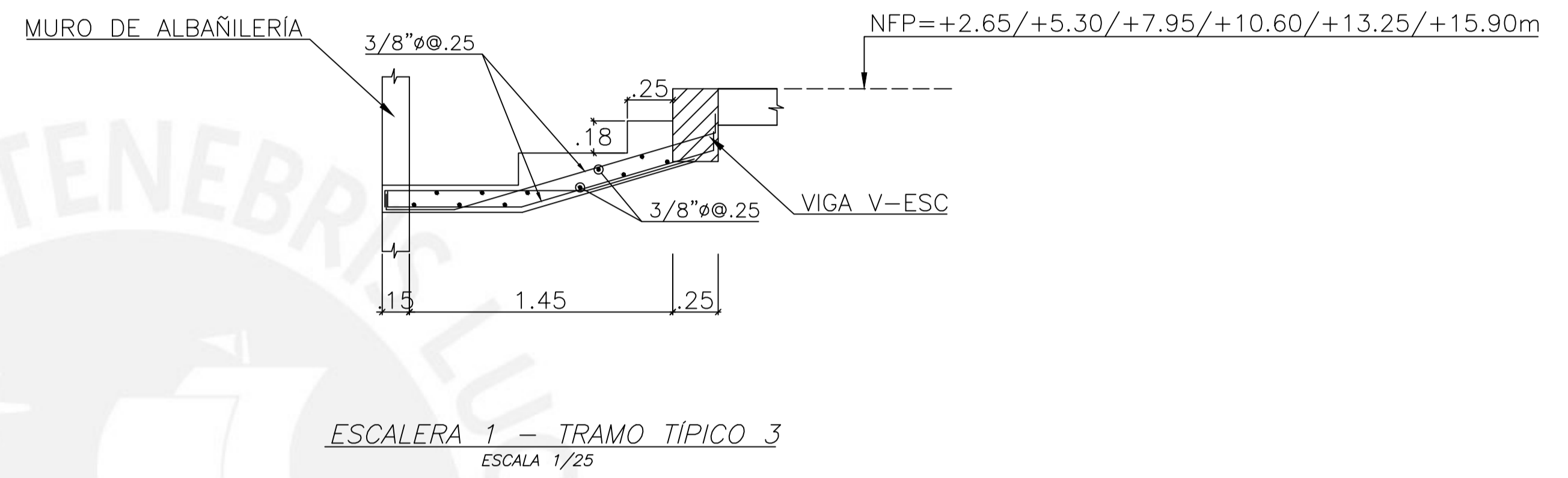
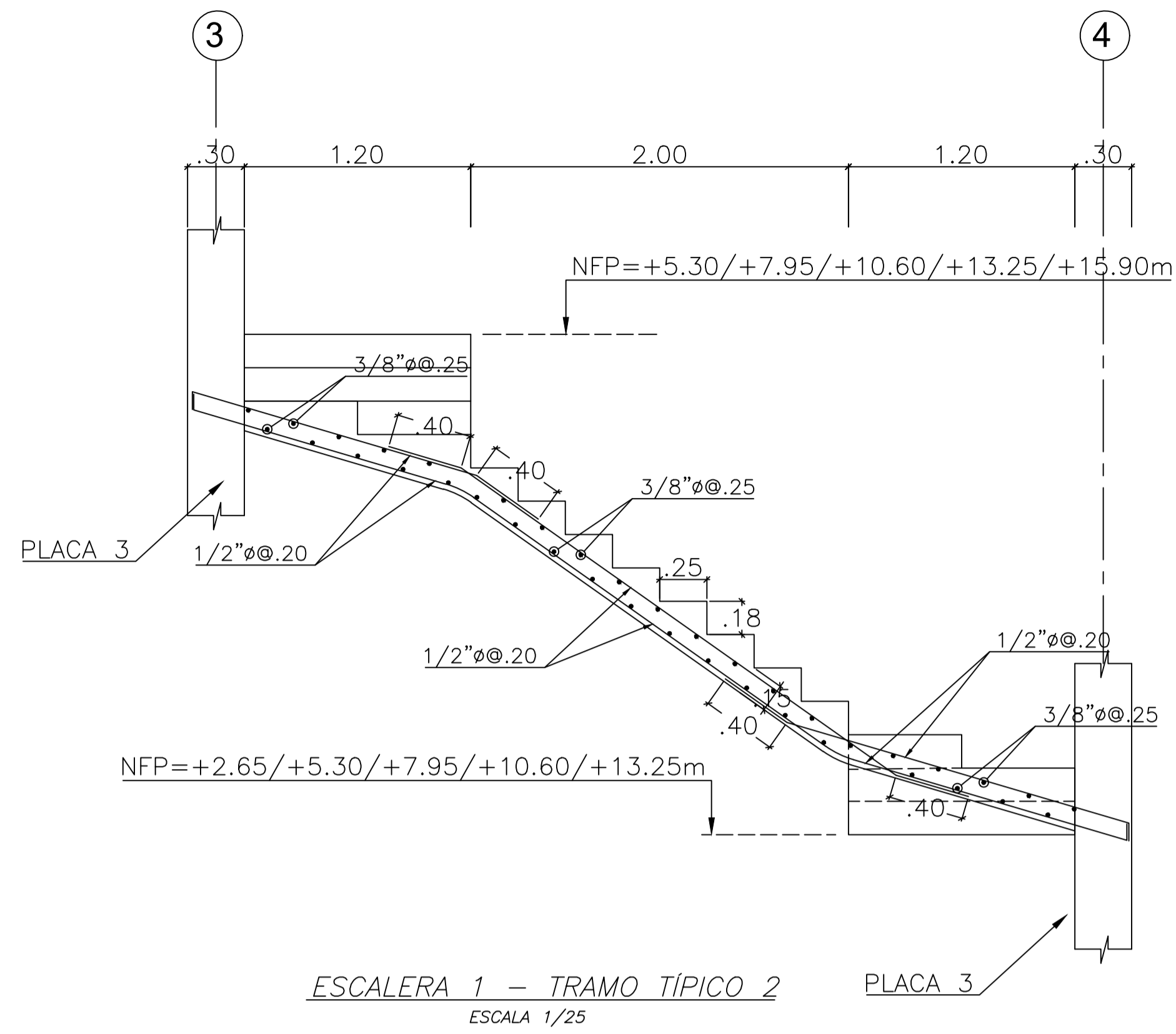
SACN

LAMINA:

E-02

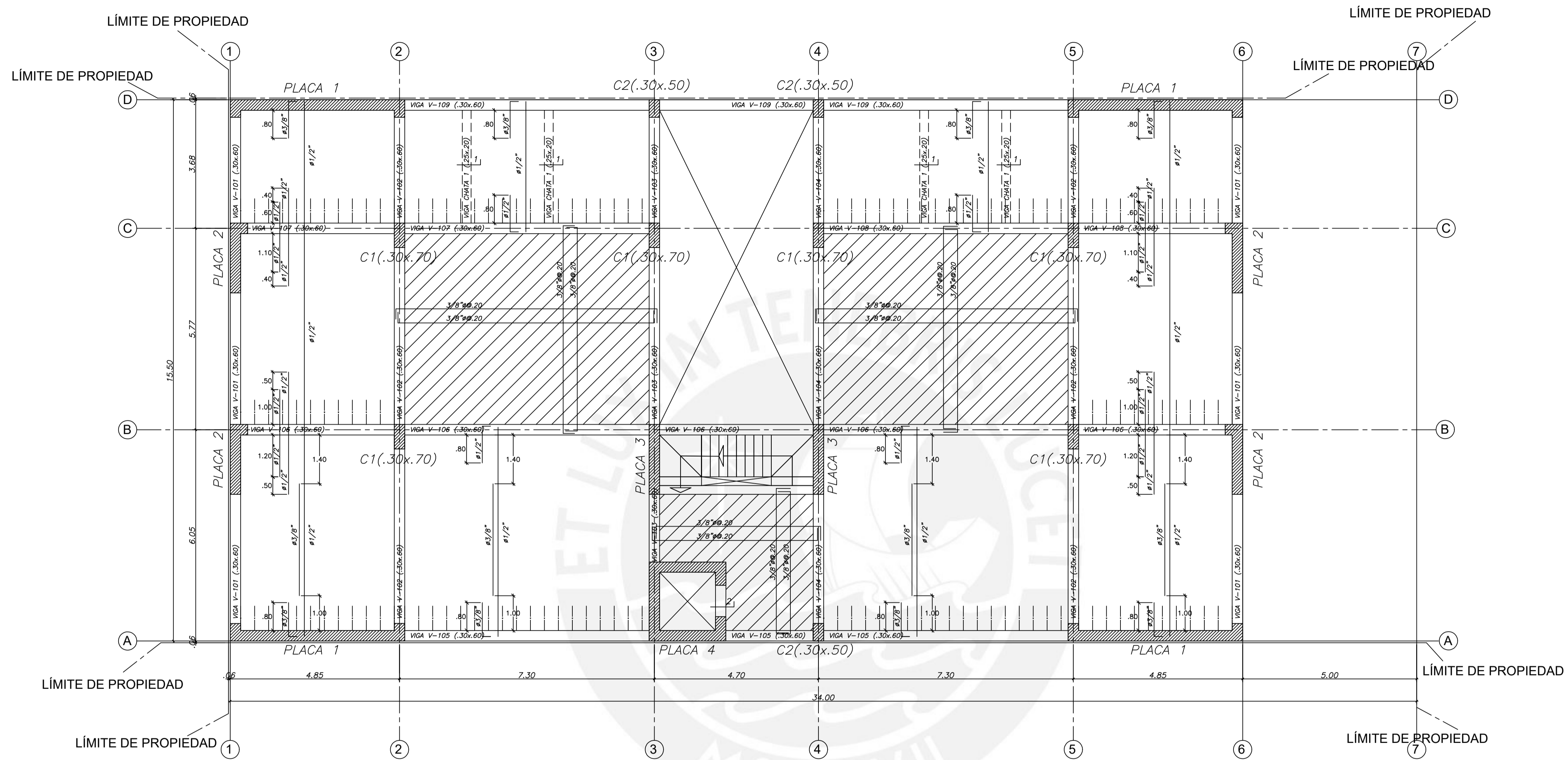
02 DE 11

VIVIENDA MULTIFAMILIAR













VIVIENDA MULTIFAMILIAR

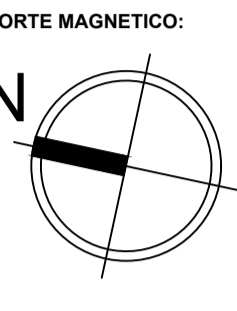
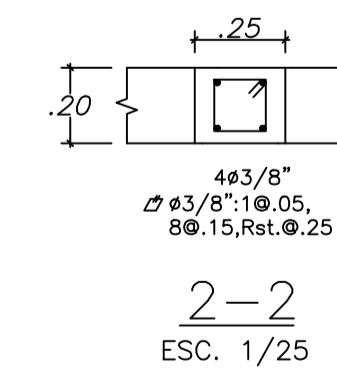
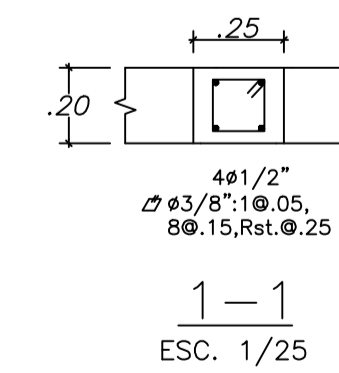
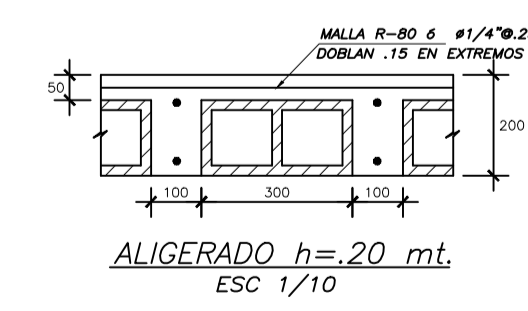
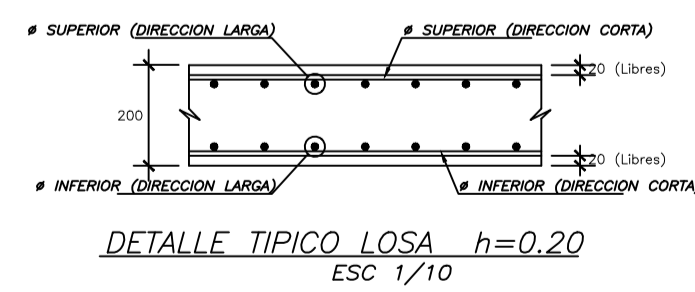
PROYECTO:	
VIVIENDA MULTIFAMILIAR	
ASESOR:	
ING. RENZO NORIEGA	
PLANO DESCRIPCIÓN:	
ESTRUCTURAS	
- ESCALERA	
UBICACIÓN:	
DISTRITO DE SURCO	
FECHA:	ESCALA:
SEPTIEMBRE	1/50
ALUMNO:	
SEBASTIAN CARRANZA NUÑEZ	
DIBUJO:	
SACN	
LAMINA:	
E-03	
03 DE 11	



ENCOFRADO TECHO 1°, 2°, 3°, 4°, 5°, 6° PISO

ALIGERADO H=0.20 
 LOSA MACIZA H=.20 
 S/C=200 Kg/m²
 (NFP+2.65/+5.30/+7.95/+10.60/+13.25/+15.90)

LEYENDA	
	COLUMNA CONCRETO
	PLACA CONCRETO
	ALIGERADO h=.20
	ALIGERADO EN DOS DIRECCIONES h=.20
	LOSA MACIZA h=.20
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA
	MURO DE ALBAÑILERIA



PROYECTO:

VIVIENDA MULTIFAMILIAR

ASESOR:

ING. RENZO NORIEGA

PLANO DESCRIPCIÓN:

ESTRUCTURAS
ENCOFRADO PISO TÍPICO

UBICACIÓN:

DISTRITO DE SURCO

FECHA:

SEPTIEMBRE 2025

ESCALA:

1/75

ALUMNO:

SEBASTIAN CARRANZA NUÑEZ

DIBUJO:

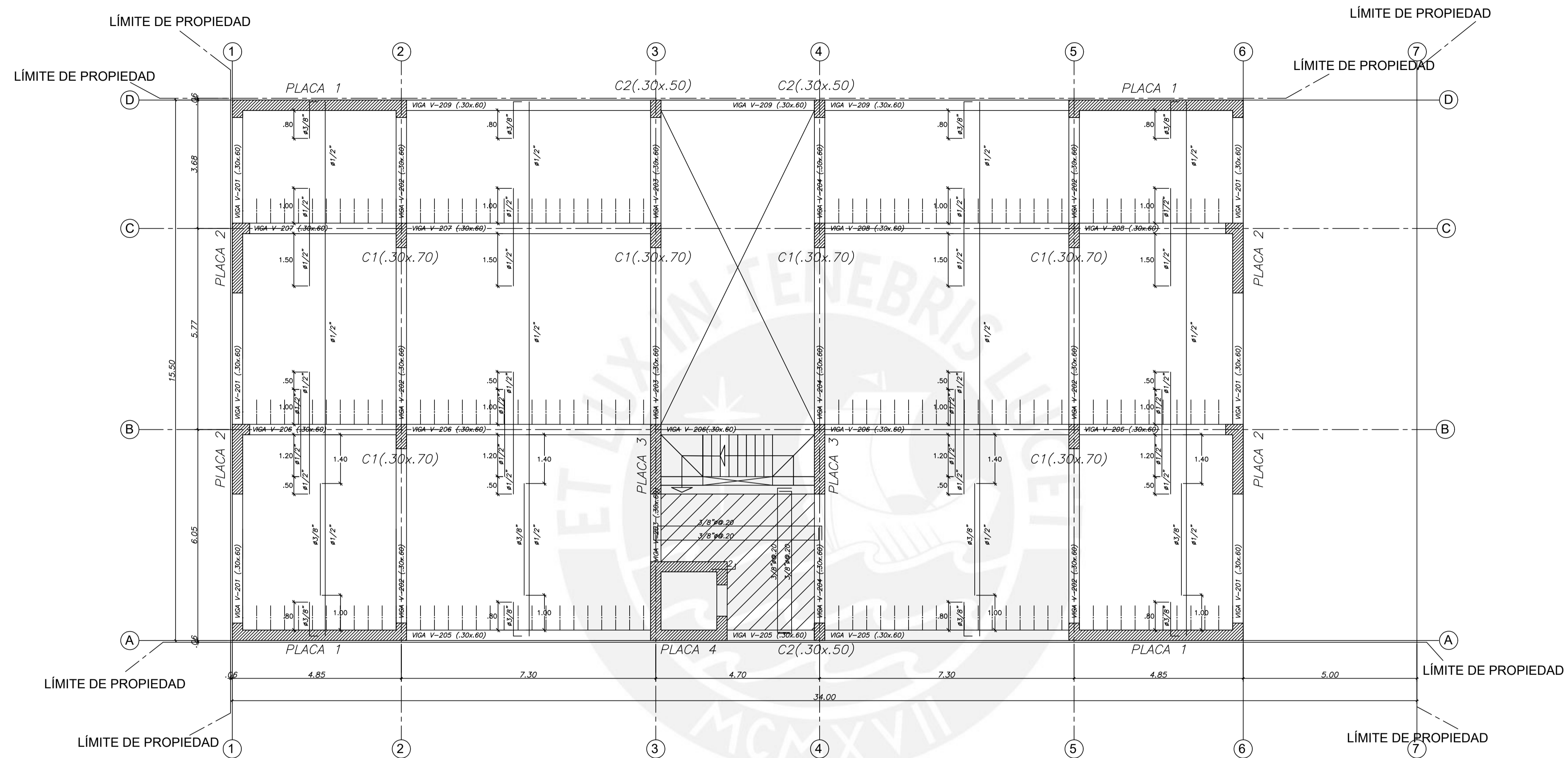
SACN

LAMINA:

E-04

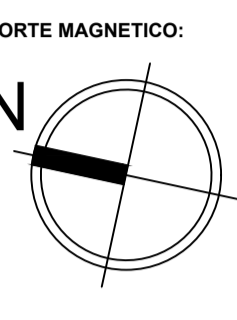
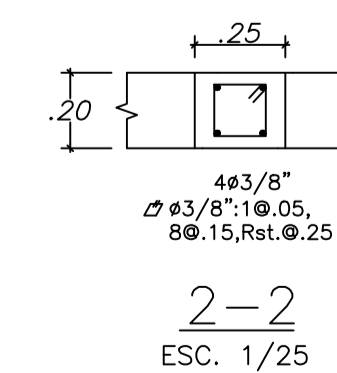
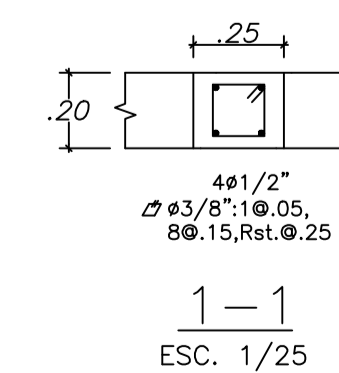
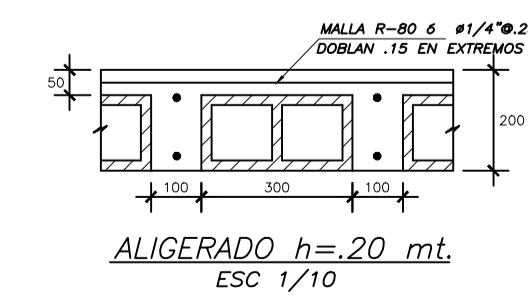
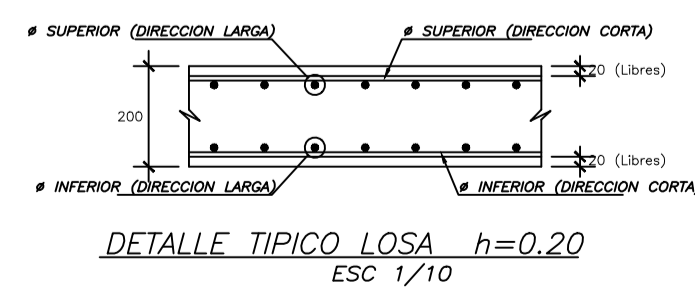
04 DE 11

VIVIENDA MULTIFAMILIAR



ENCOFRADO TECHO AZOTEA
 ALIGERADO H=0.20
 LOSA MACIZA H=.20
 S/C=200 Kg/m²
 (NFP+18.55)

LEYENDA	
	COLUMNA CONCRETO
	PLACA CONCRETO
	ALIGERADO h=.20
	ALIGERADO EN DOS DIRECCIONES h=.20
	LOSA MACIZA h=.20
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA
	MURO DE ALBAÑILERIA



PROYECTO:

VIVIENDA MULTIFAMILIAR

ASESOR:
ING. RENZO NORIEGA

PLANO DESCRIPCIÓN:
ESTRUCTURAS
ENCOFRADO AZOTEA

UBICACIÓN:
DISTRITO DE SURCO

FECHA:
SEPTIEMBRE 2025

ESCALA:
1/75

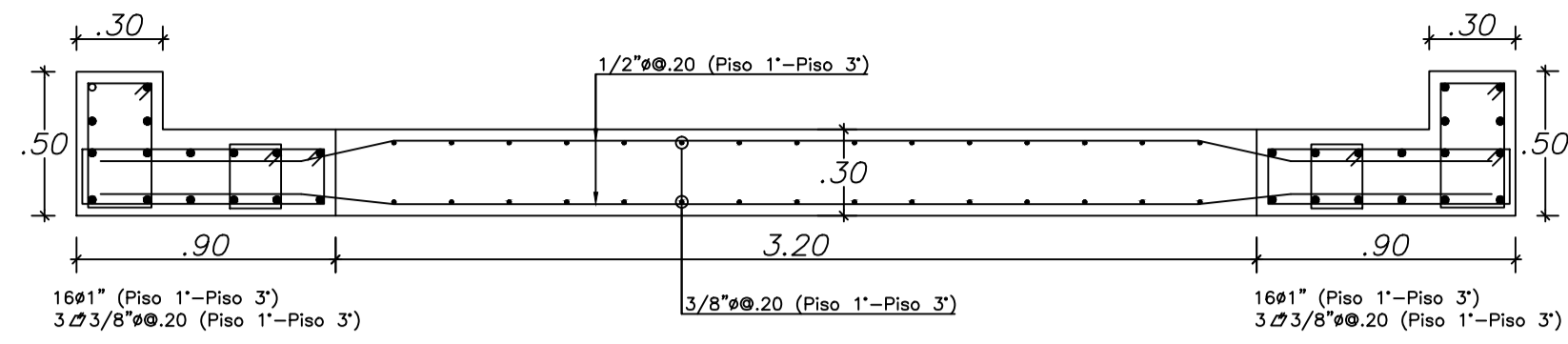
ALUMNO:
SEBASTIAN CARRANZA NUÑEZ

DIBUJO:
SACN

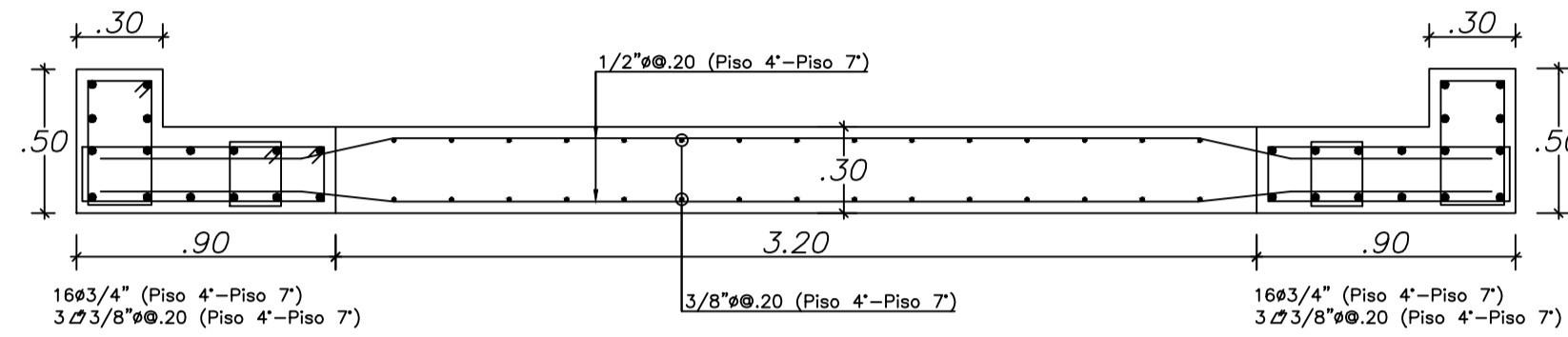
LAMINA:
E-05

05 DE 11

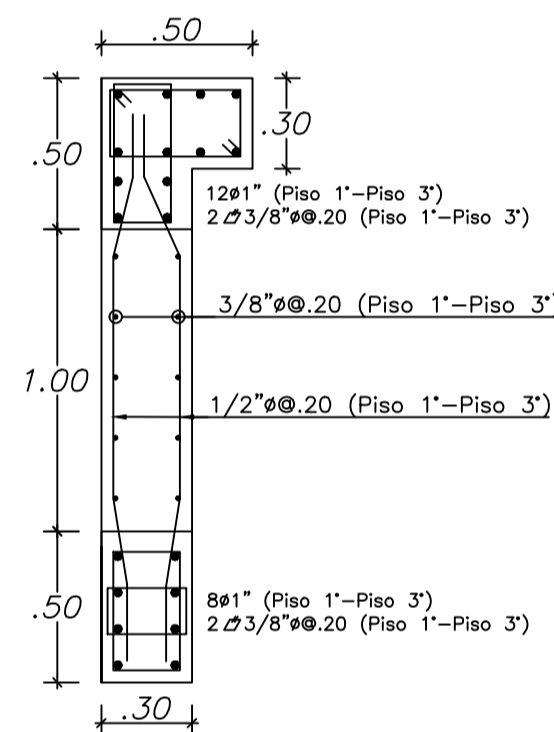
VIVIENDA MULTIFAMILIAR



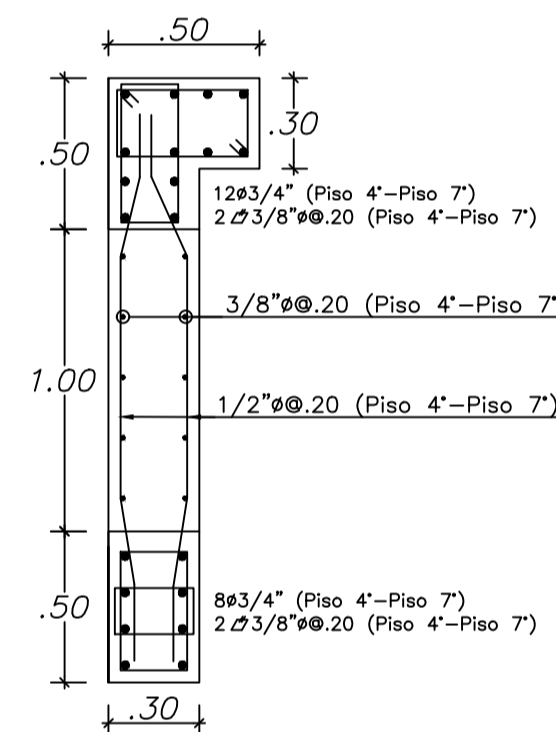
PLACA 1
ESC. 1/25
1° PISO AL 3° PISO
 $f'c=280kg/cm^2$



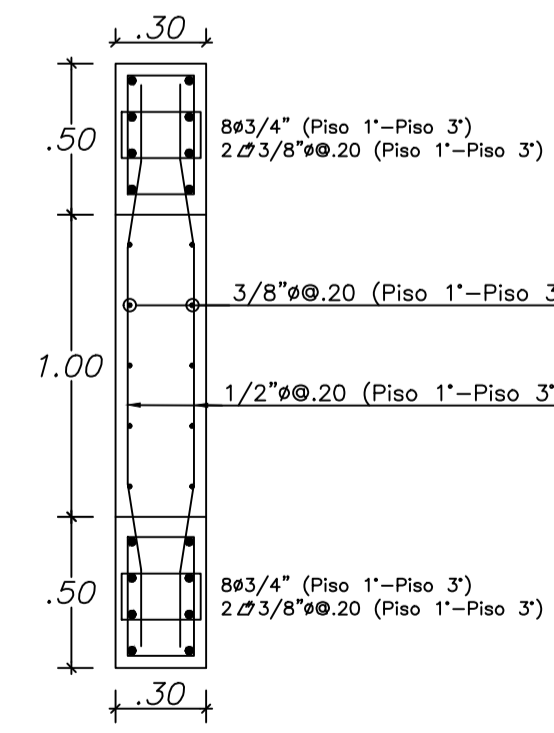
PLACA 1
ESC. 1/25
4° PISO AL 7° PISO
 $f'c=280kg/cm^2$



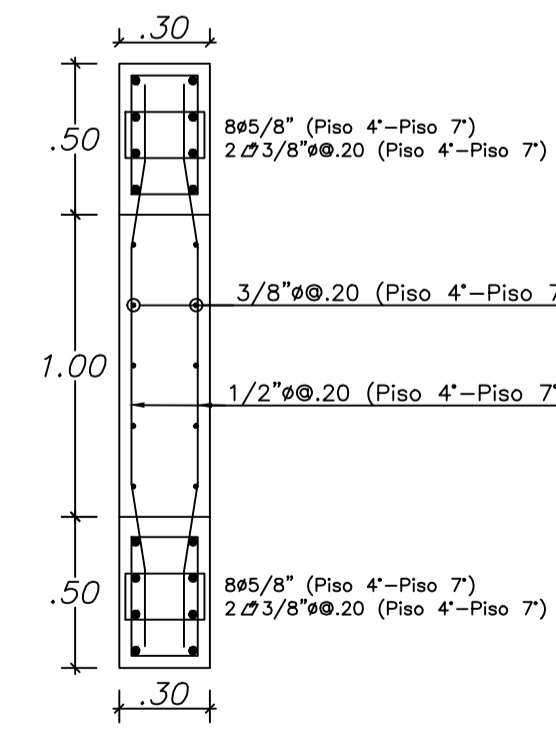
PLACA 2
ESC. 1/25
1° PISO AL 3° PISO
 $f'c=280kg/cm^2$



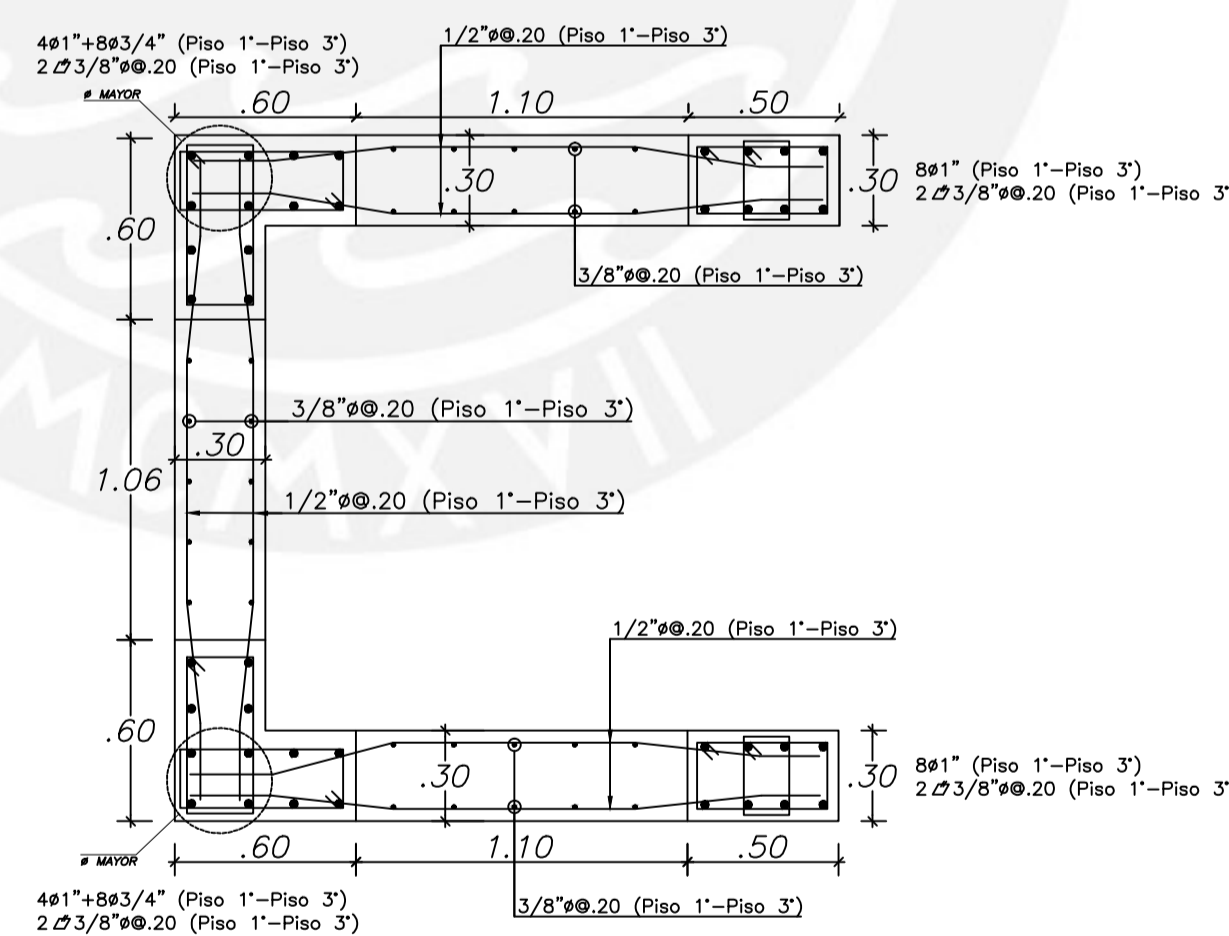
PLACA 2
ESC. 1/25
4° PISO AL 7° PISO
 $f'c=280kg/cm^2$



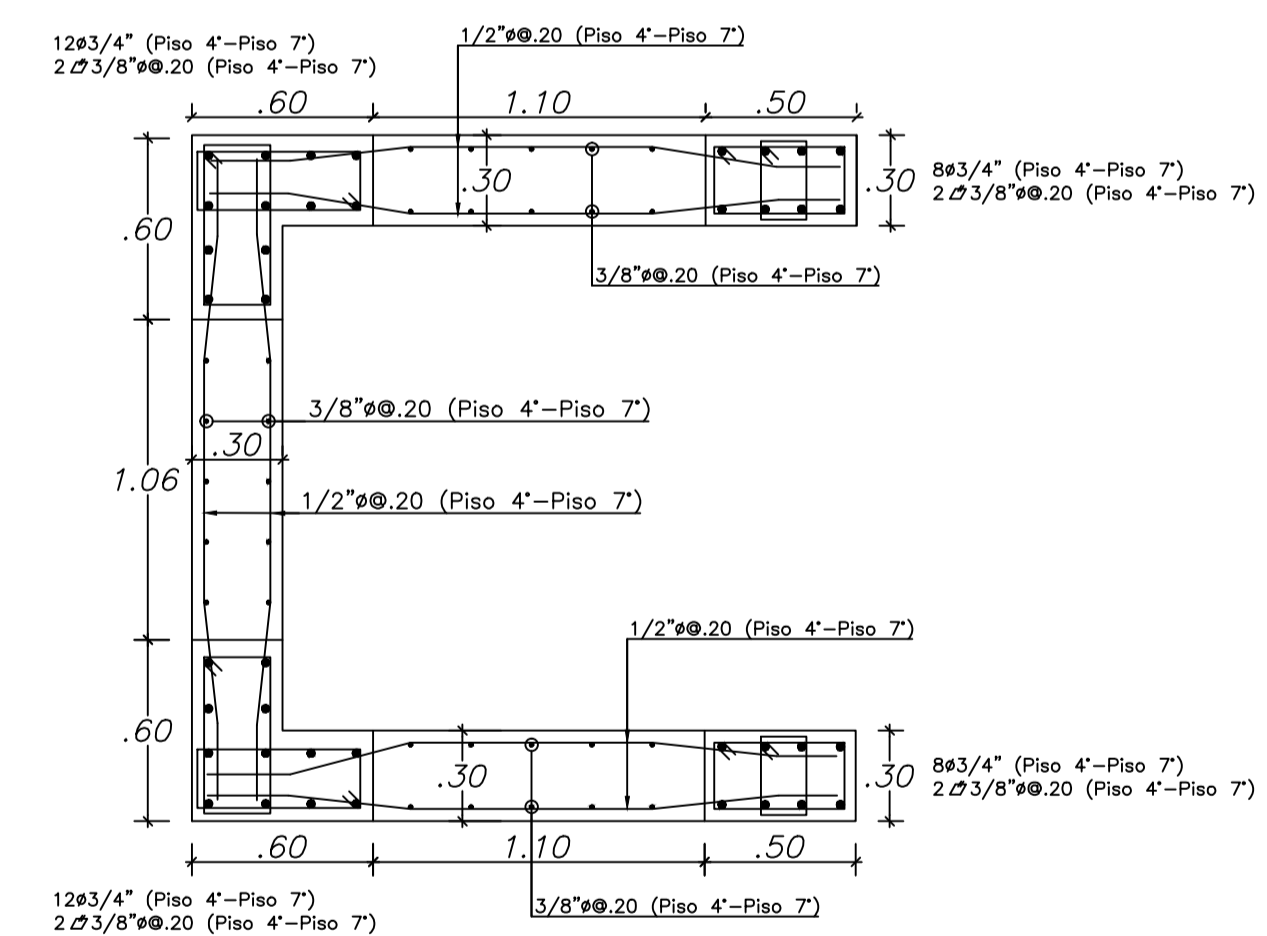
PLACA 3
ESC. 1/25
1° PISO AL 3° PISO
 $f'c=280kg/cm^2$



PLACA 3
ESC. 1/25
4° PISO AL 7° PISO
 $f'c=280kg/cm^2$

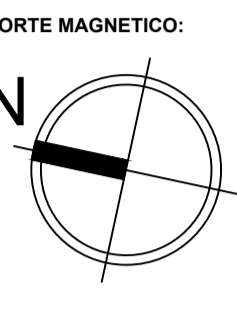


PLACA 4
ESC. 1/25
1° PISO AL 3° PISO
 $f'c=280kg/cm^2$



PLACA 4
ESC. 1/25
4° PISO AL 7° PISO
 $f'c=280kg/cm^2$

CUADRO DE COLUMNAS		
PISO COLUMNA	1° PISO AL 3° PISO	4° PISO AL 7° PISO
C1	.30 x .70 10#3/4" 2#3/8" 1#0.05,7#0.10,1Rto#0.20 f'c= 280 kg/cm2	.30 x .70 4#3/4"+6#5/8" 2#3/8" 1#0.05,7#0.10,1Rto#0.20 f'c= 280 kg/cm2
C2	.30 x .50 4#3/4"+4#5/8" 2#3/8" 1#0.05,5#0.10,1Rto#0.20 f'c= 280 kg/cm2	.30 x .50 8#5/8" 2#3/8" 1#0.05,5#0.10,1Rto#0.20 f'c= 280 kg/cm2



PROYECTO:

VIVIENDA MULTIFAMILIAR

ASESOR:
ING. RENZO NORIEGA

PLANO DESCRIPCIÓN:
ESTRUCTURAS
PLACAS Y COLUMNAS

UBICACIÓN:
DISTRITO DE SURCO

FECHA:
SEPTIEMBRE 2025

ESCALA:
1/50

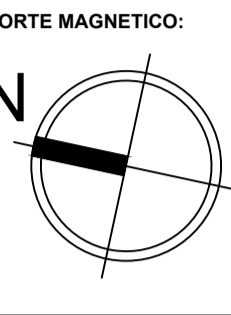
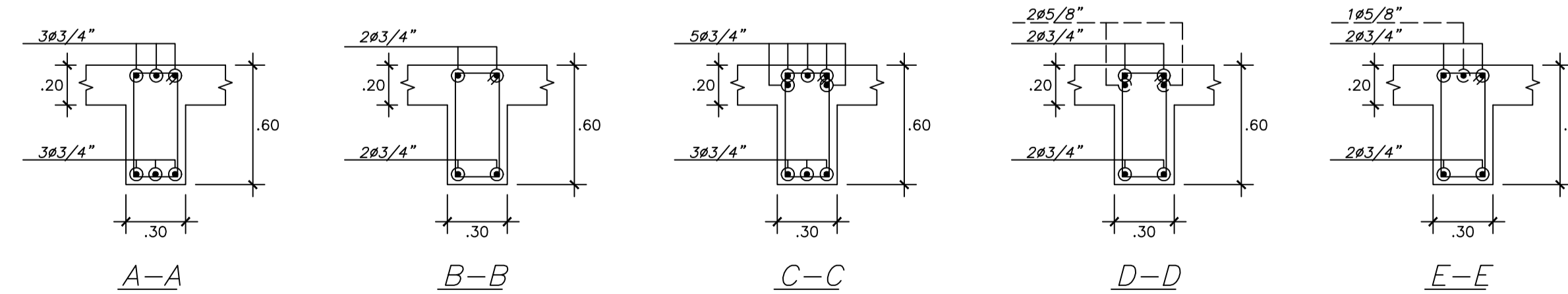
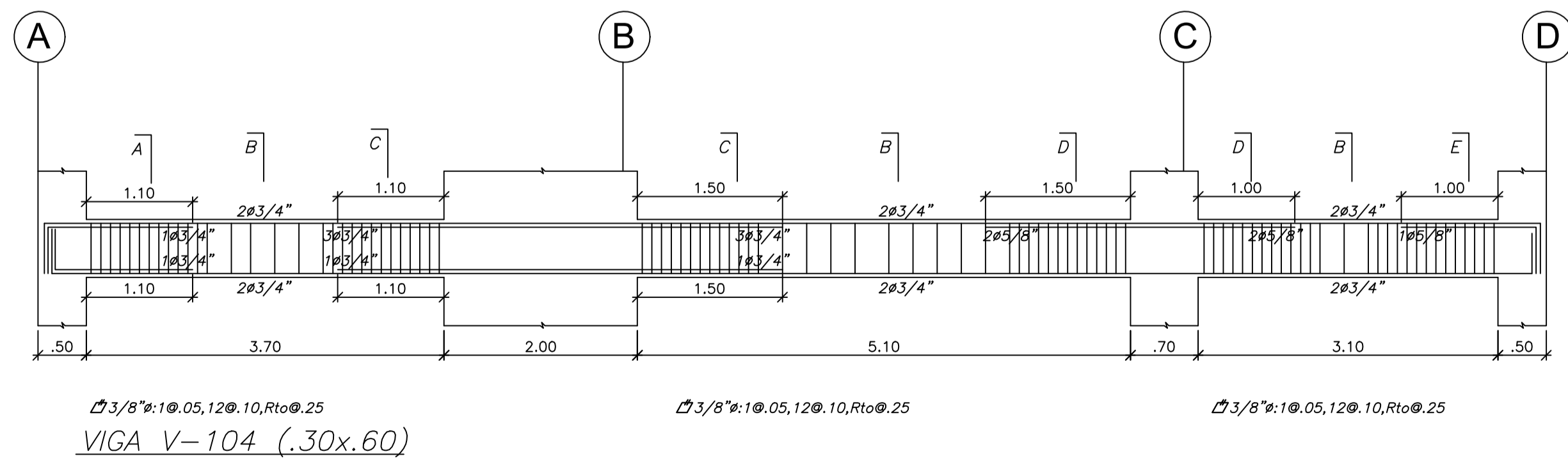
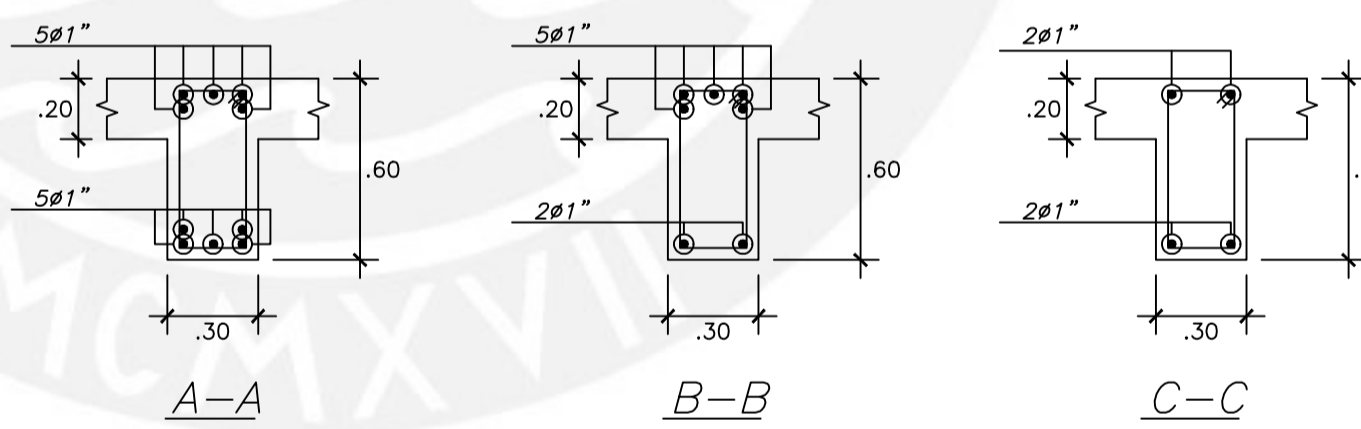
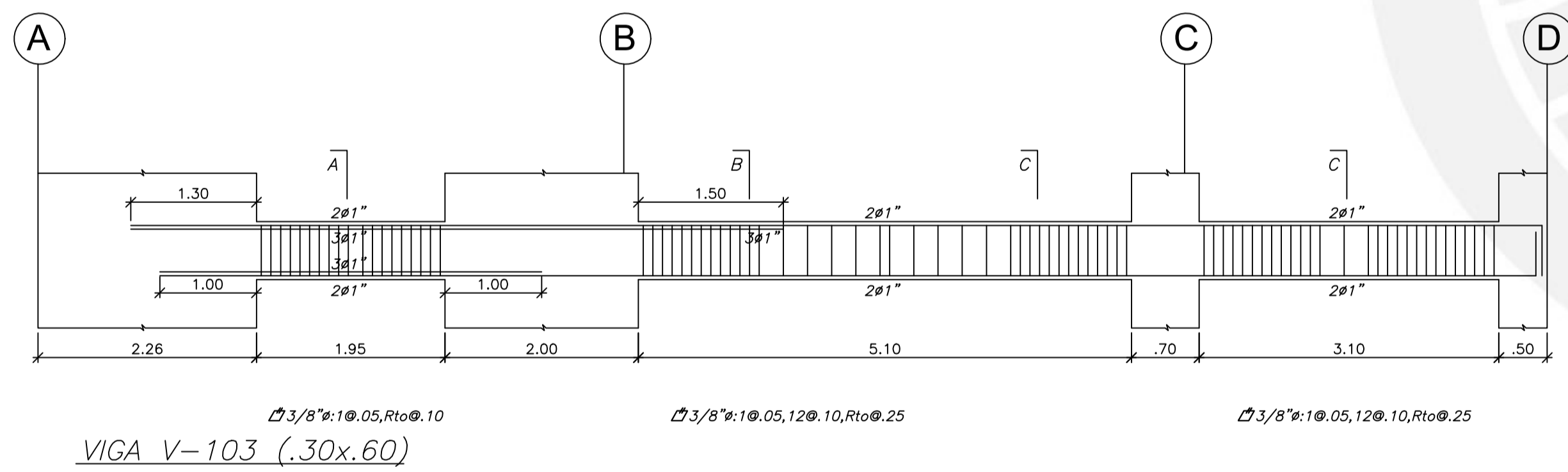
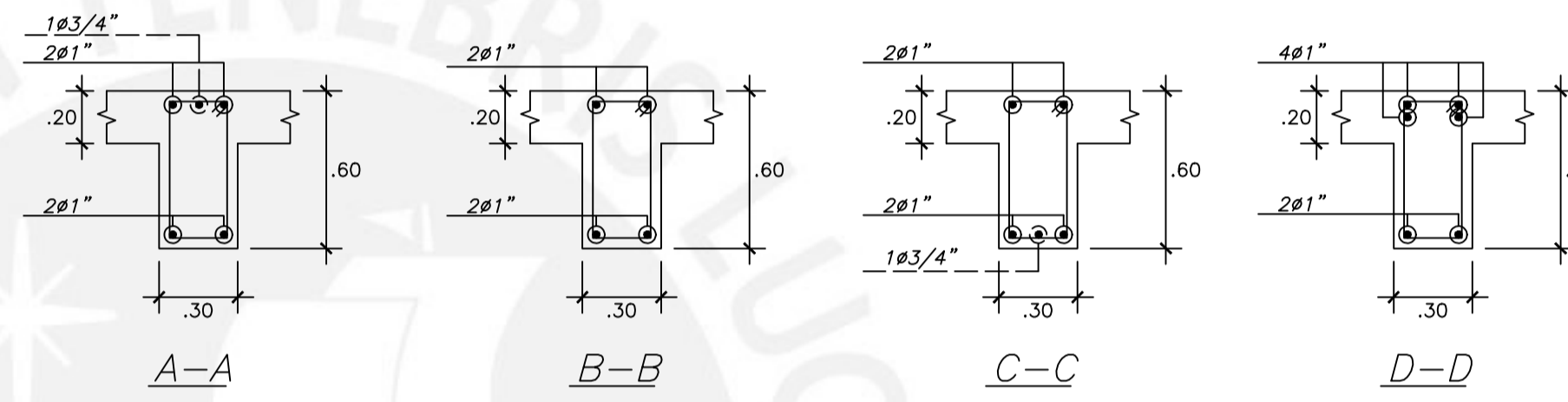
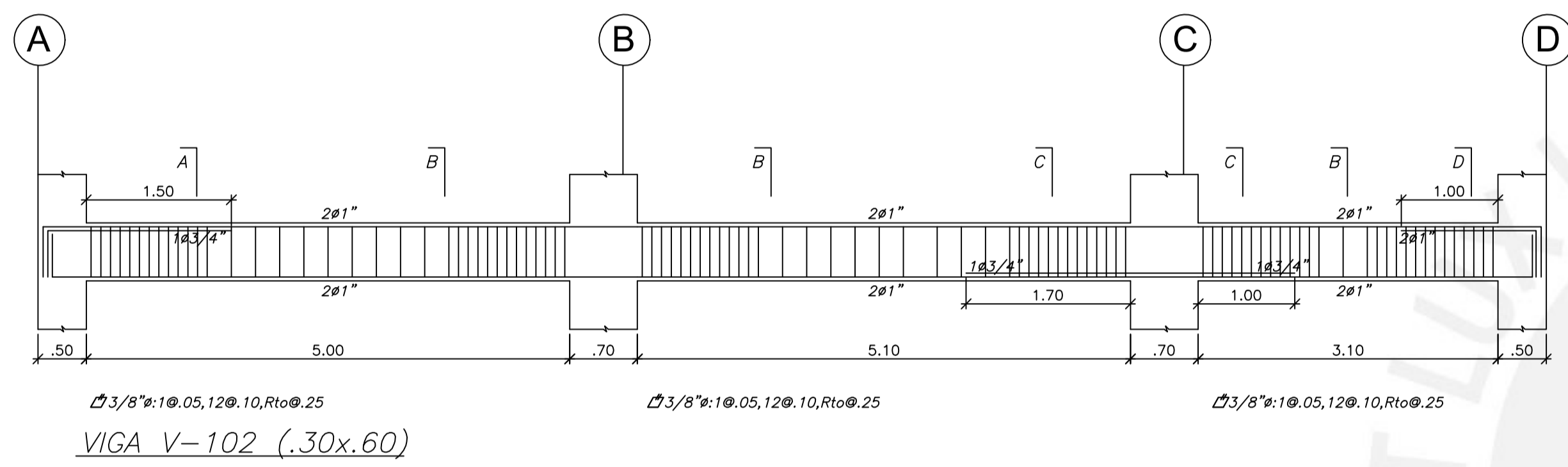
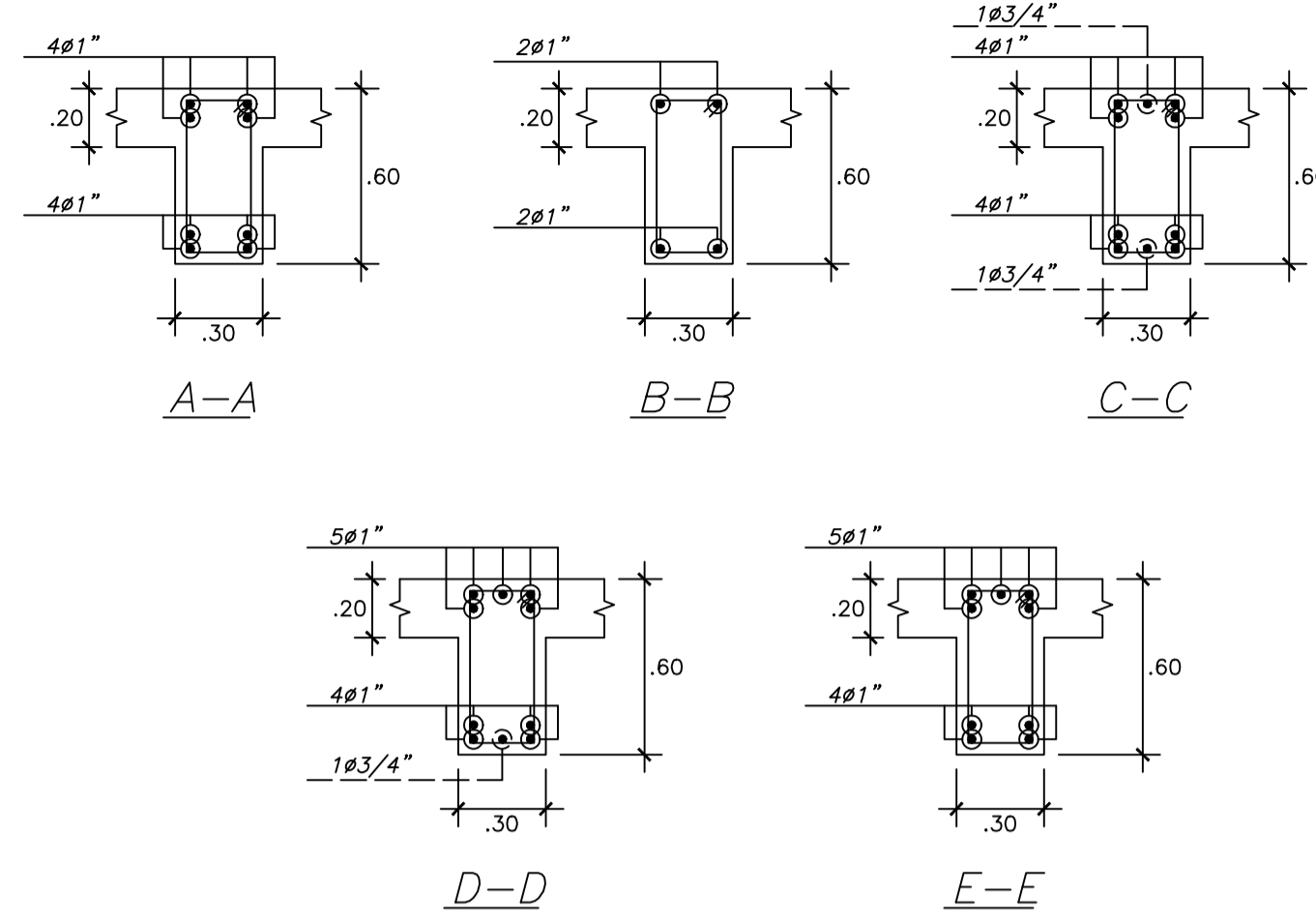
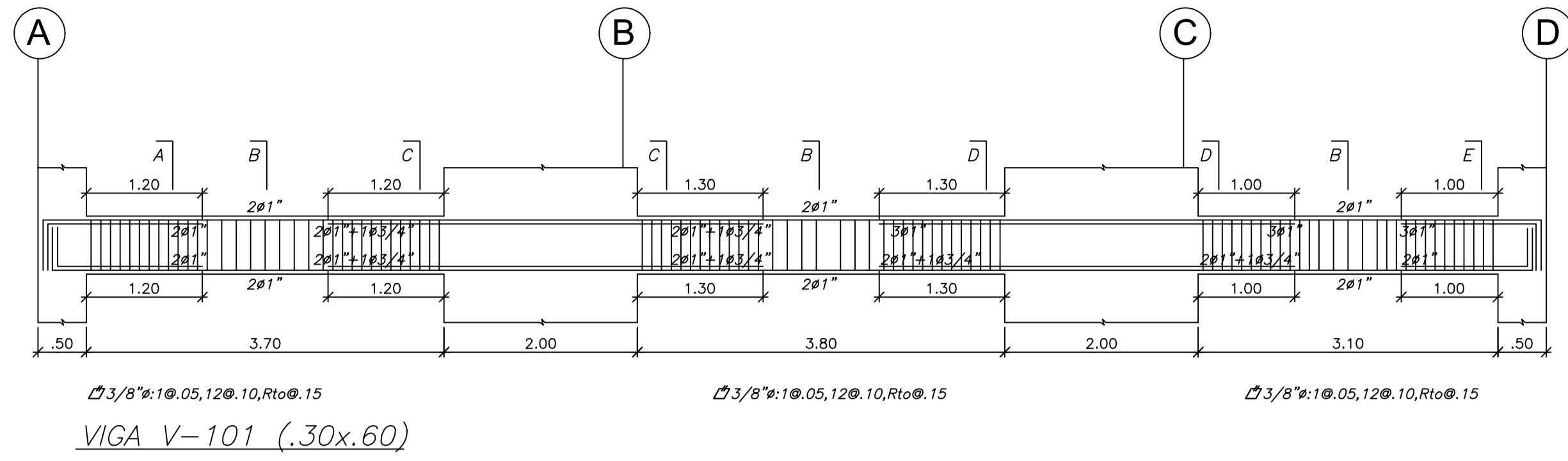
ALUMNO:
SEBASTIAN CARRANZA NUÑEZ

DIBUJO:
SACN

LAMINA:
E-06

06 DE 11

VIVIENDA MULTIFAMILIAR



PROYECTO:

VIVIENDA MULTIFAMILIAR

ASESOR:

ING. RENZO NORIEGA

PLANO DESCRIPCIÓN:

ESTRUCTURAS
DESARROLLO DE VIGAS 1

UBICACIÓN:

DISTRITO DE SURCO

FECHA:

SEPTIEMBRE 2025

ESCALA:

1/50

ALUMNO:

SEBASTIAN CARRANZA NUÑEZ

DIBUJO:

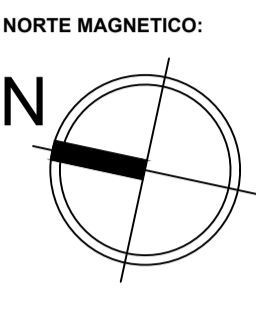
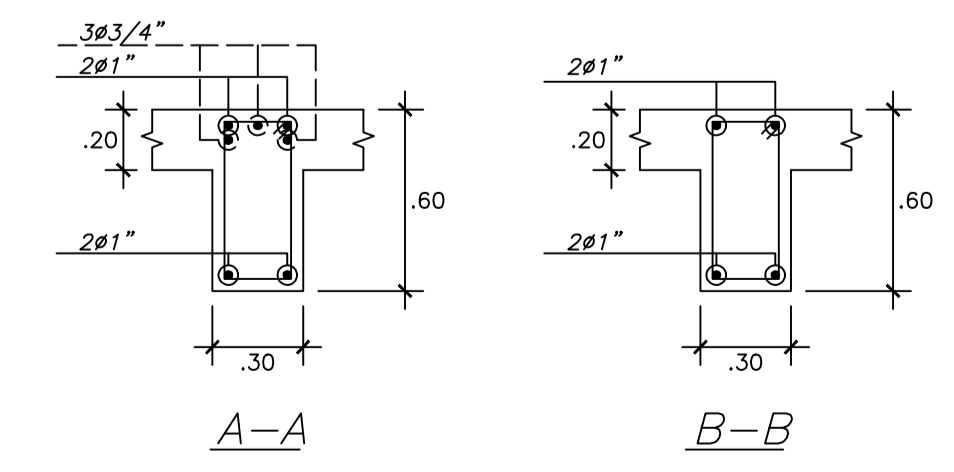
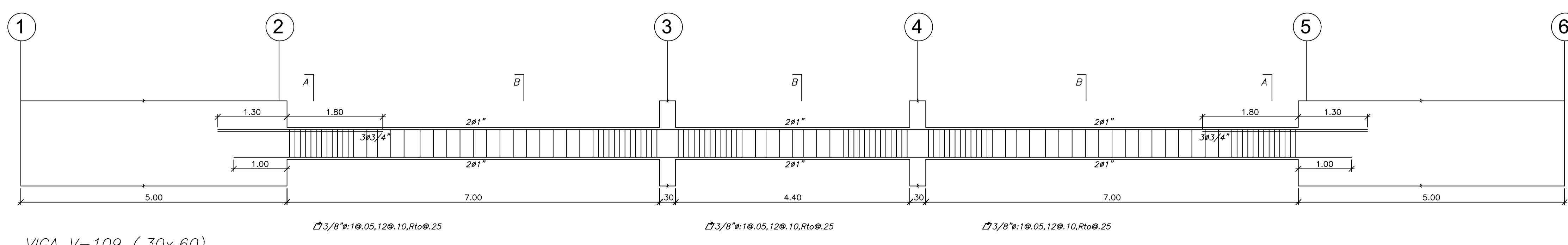
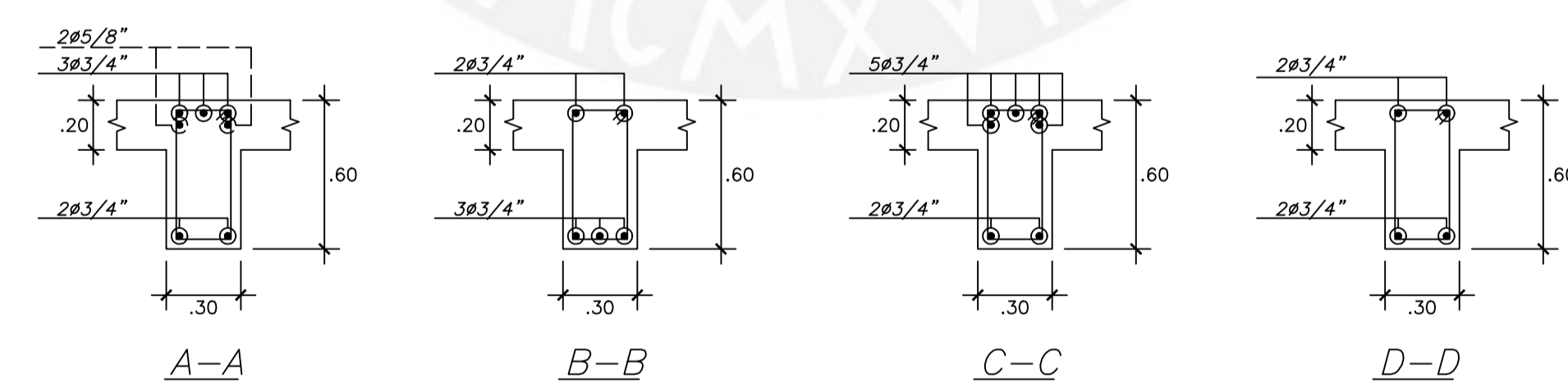
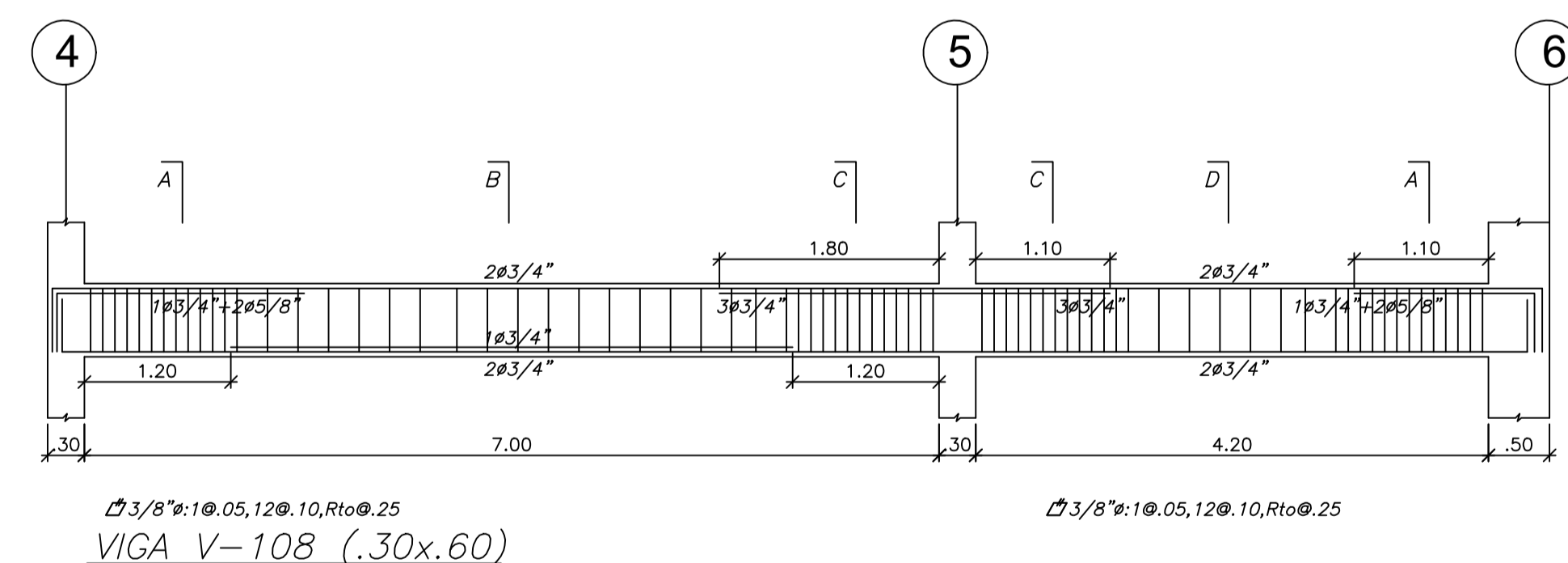
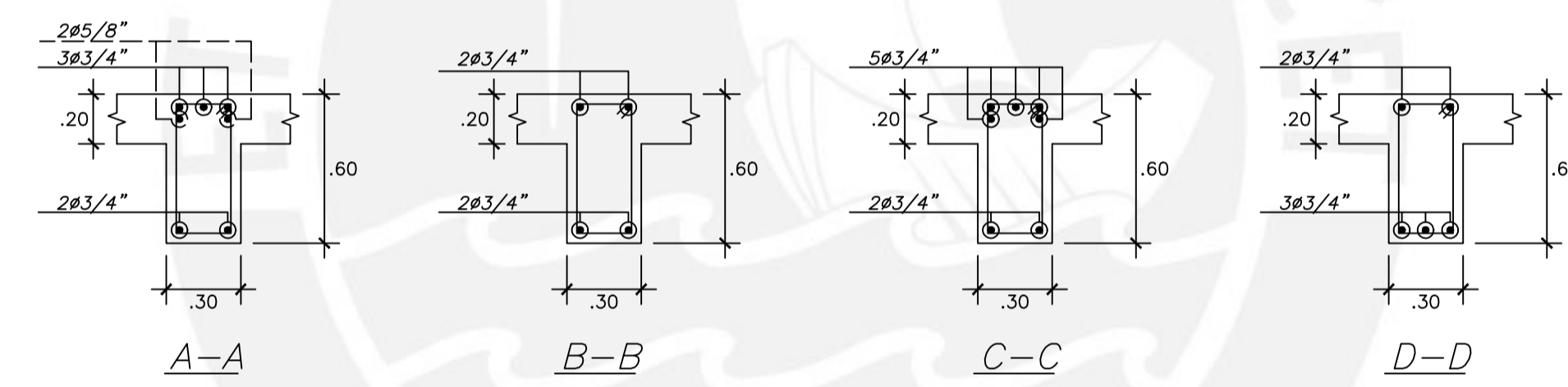
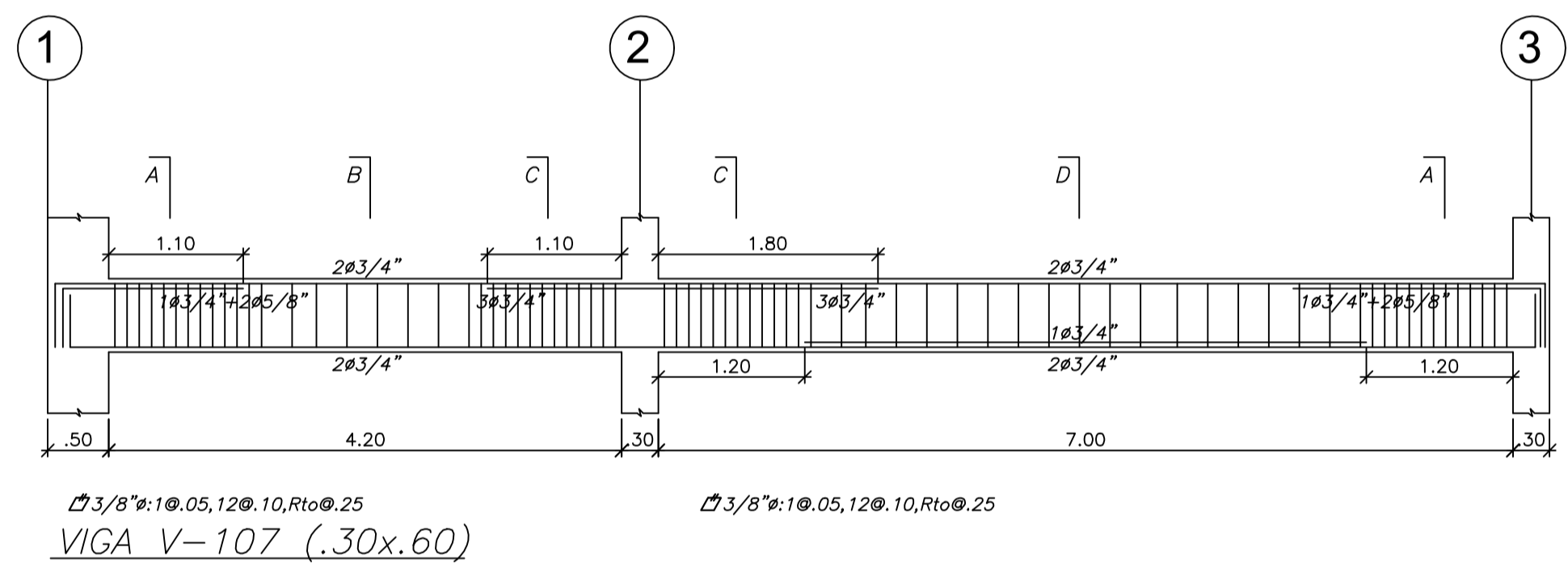
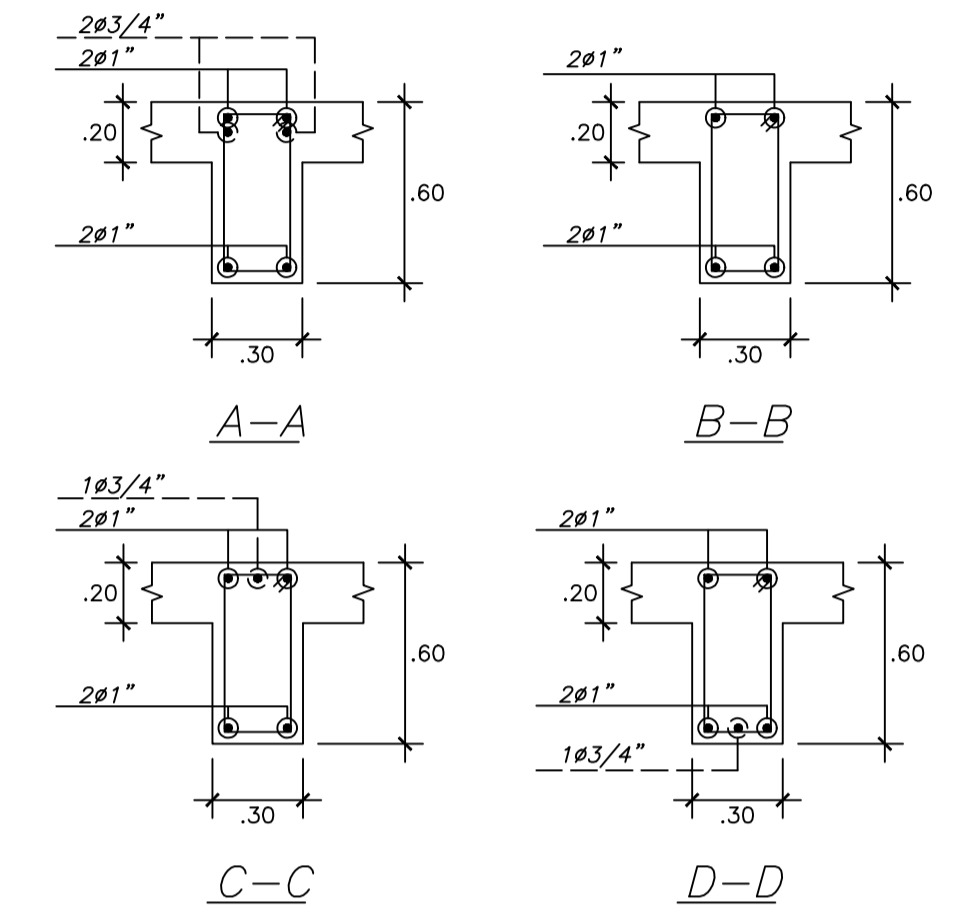
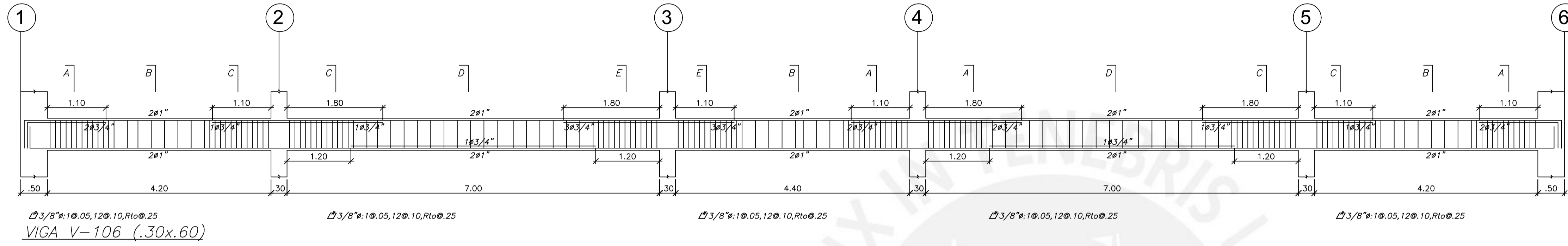
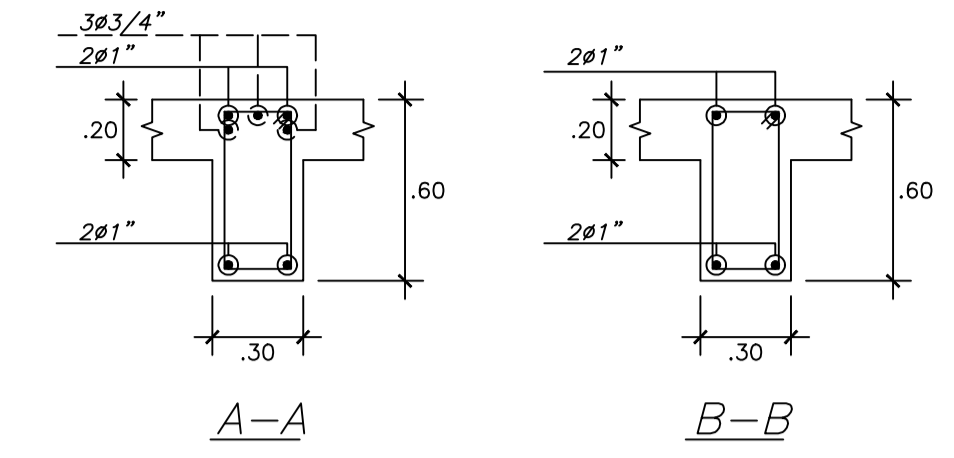
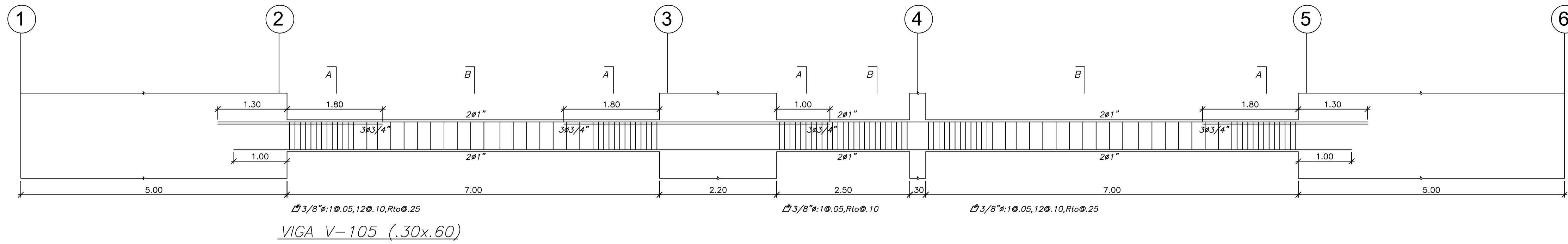
SACN

LAMINA:

E-07

07 DE 11

VIVIENDA MULTIFAMILIAR



PROYECTO:
VIVIENDA MULTIFAMILIAR

ASESOR:
ING. RENZO NORIEGA

PLANO DESCRIPCIÓN:
ESTRUCTURAS
DESARROLLO DE VIGAS 2

UBICACIÓN:
DISTRITO DE SURCO

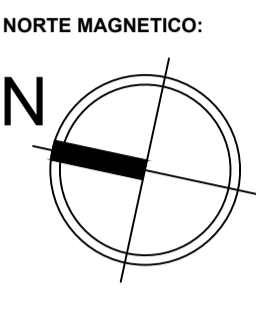
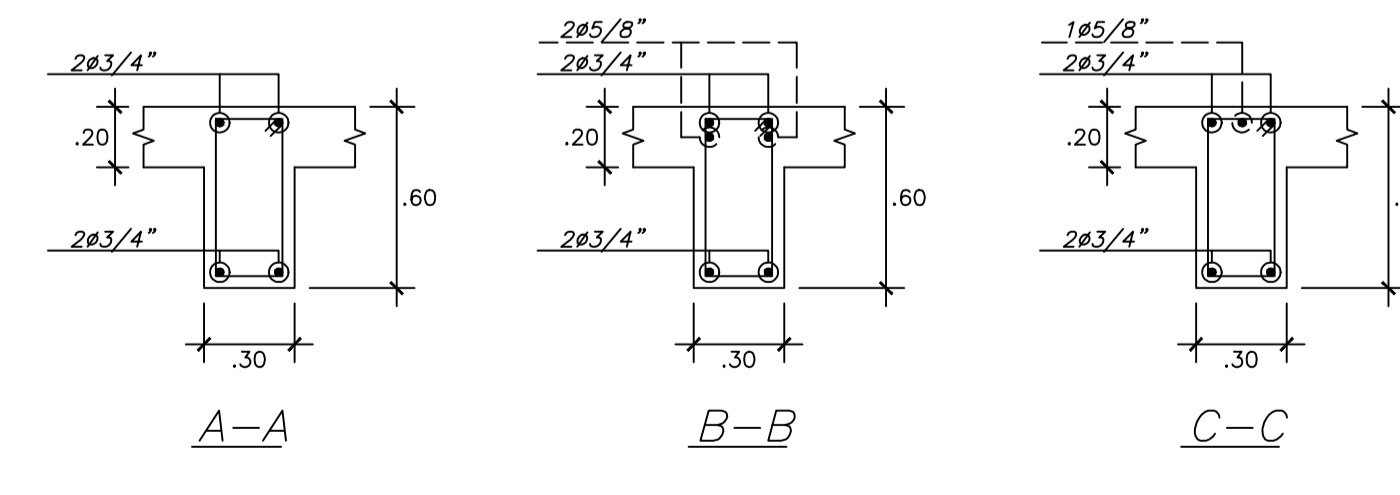
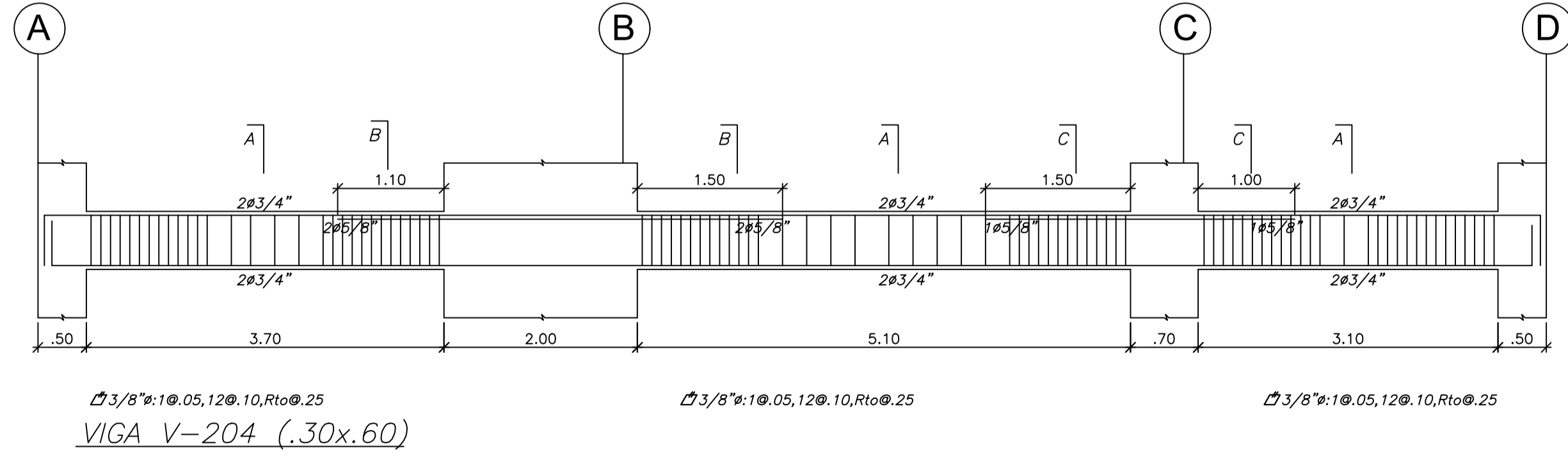
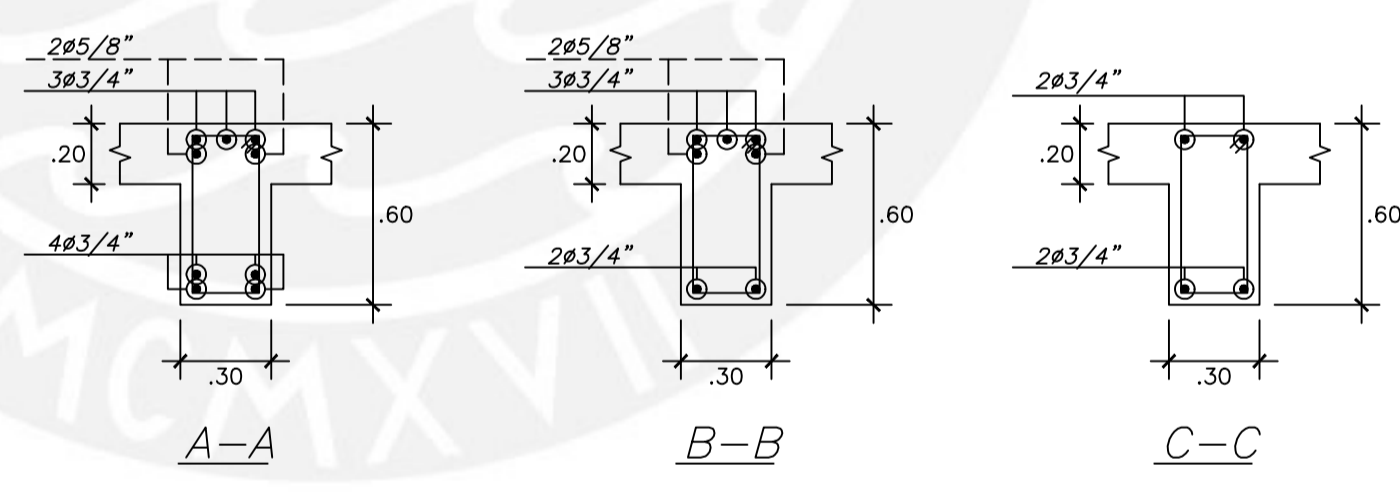
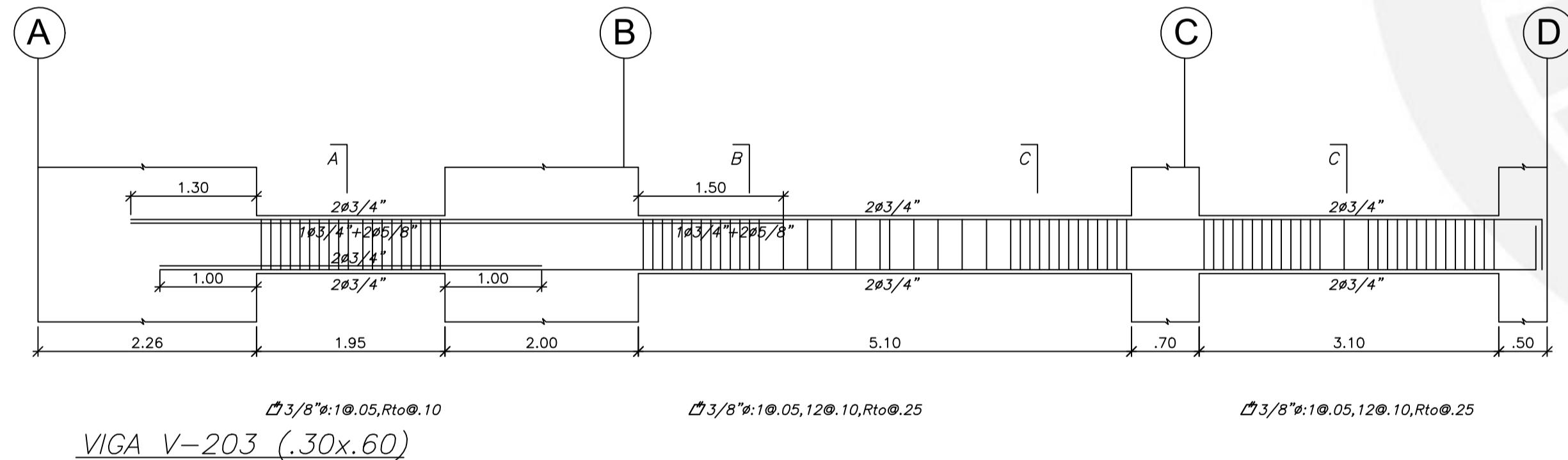
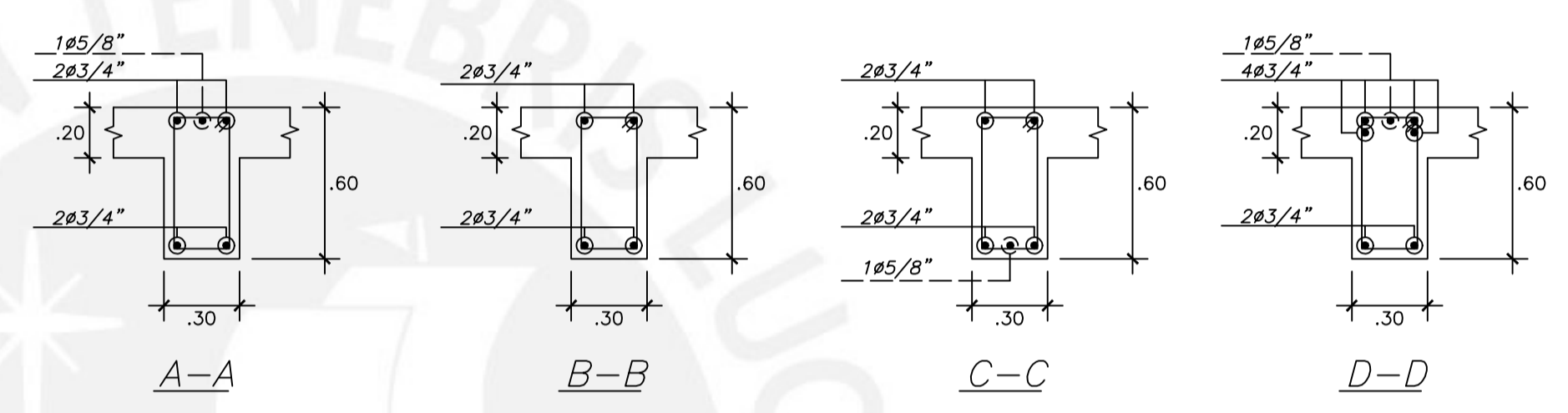
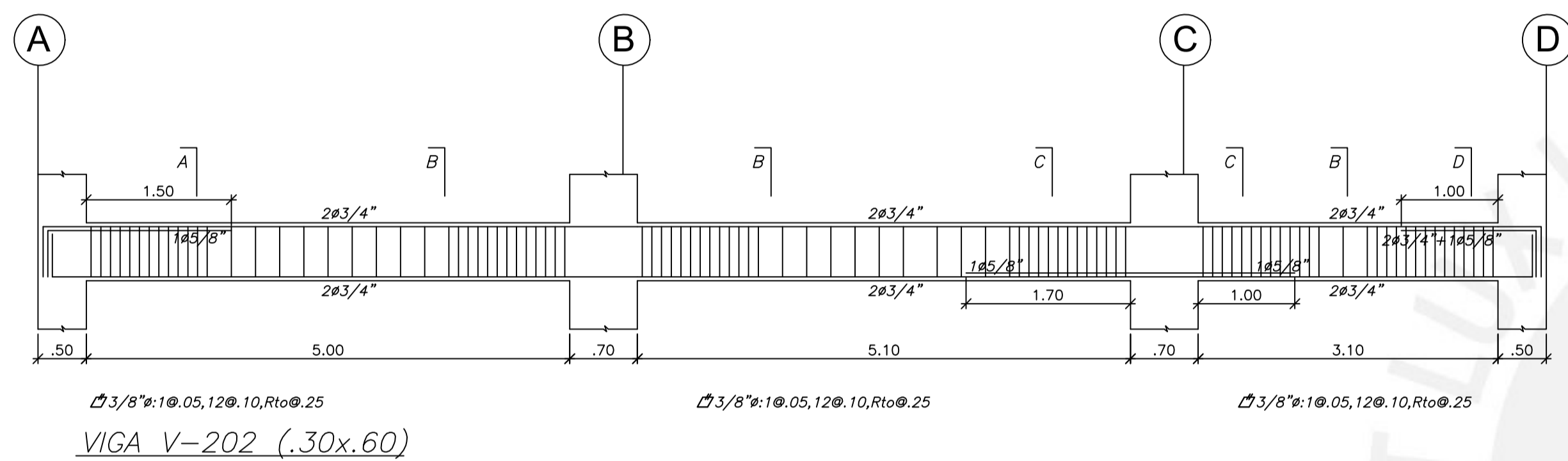
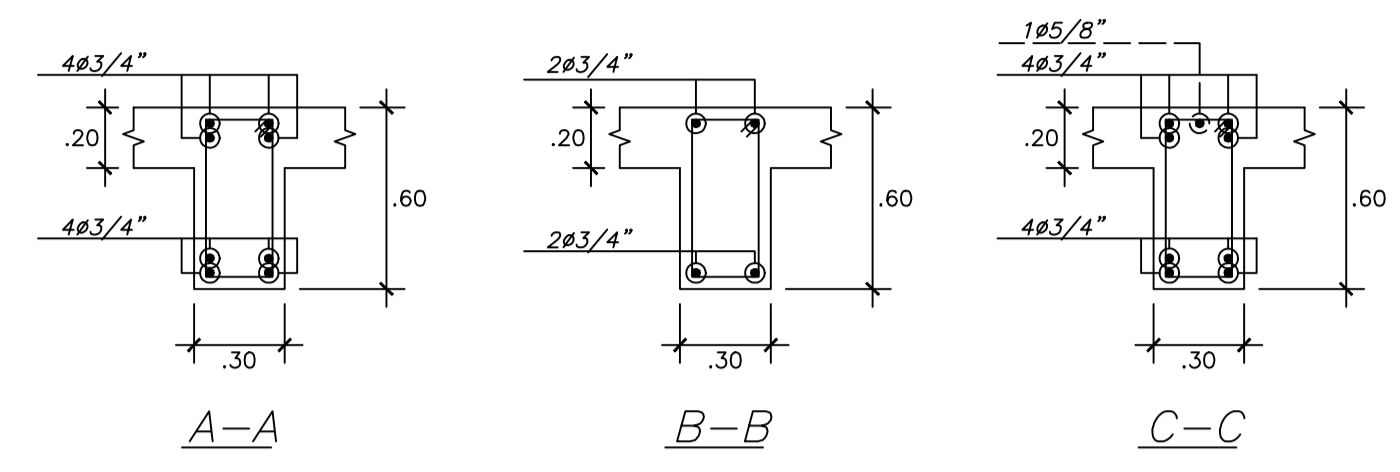
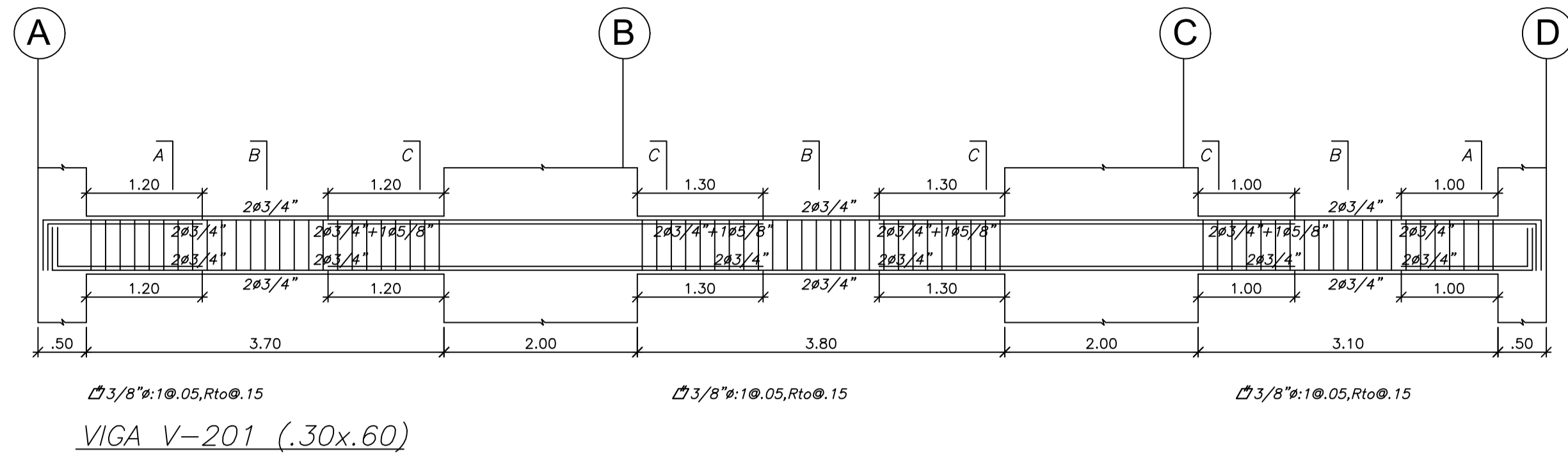
FECHA: SEPTIEMBRE 2025
ESCALA: 1/50

ALUMNO:
SEBASTIAN CARRANZA NUÑEZ

DIBUJO:
SACN

LAMINA:
E-08

VIVIENDA MULTIFAMILIAR



PROYECTO:
 VIVIENDA MULTIFAMILIAR

ASESOR:
 ING. RENZO NORIEGA

PLANO DESCRIPCIÓN:
 ESTRUCTURAS
 DESARROLLO DE VIGAS 3

UBICACIÓN:
 DISTRITO DE SURCO

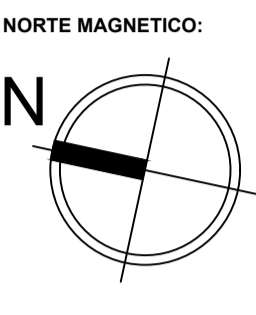
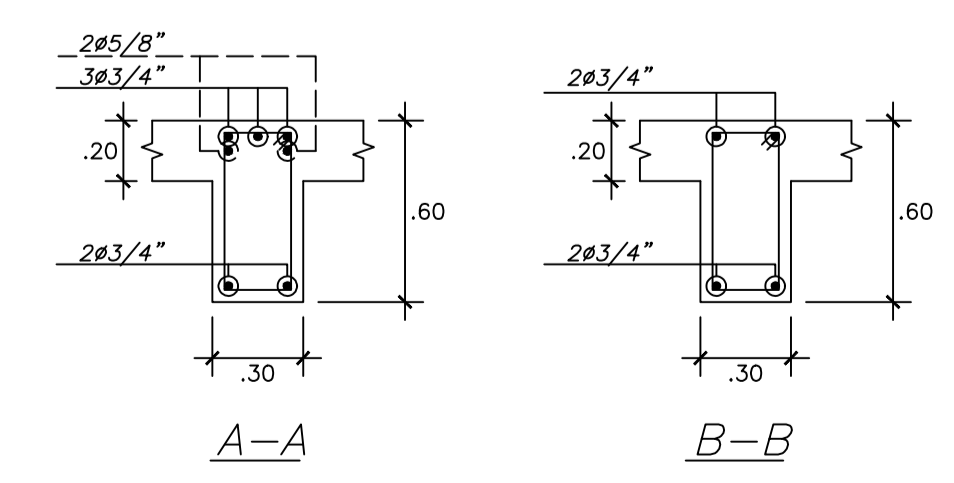
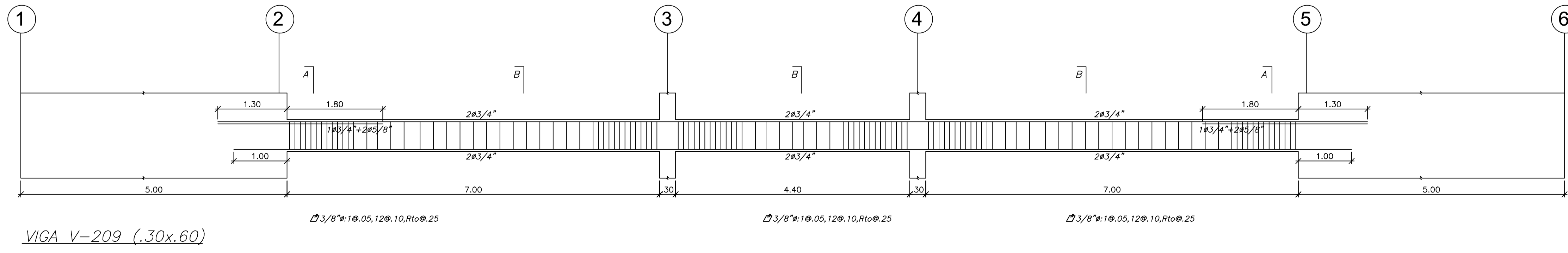
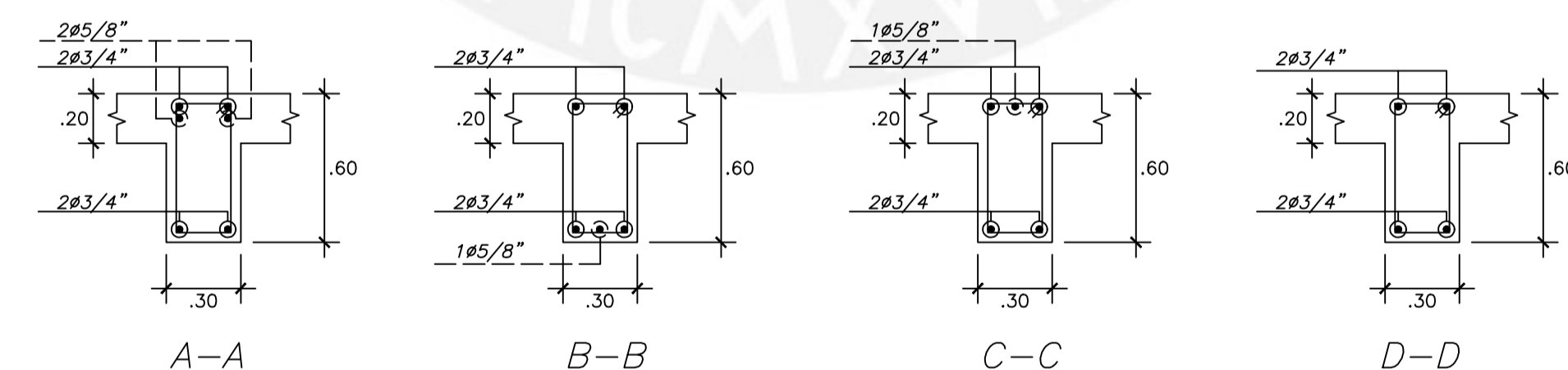
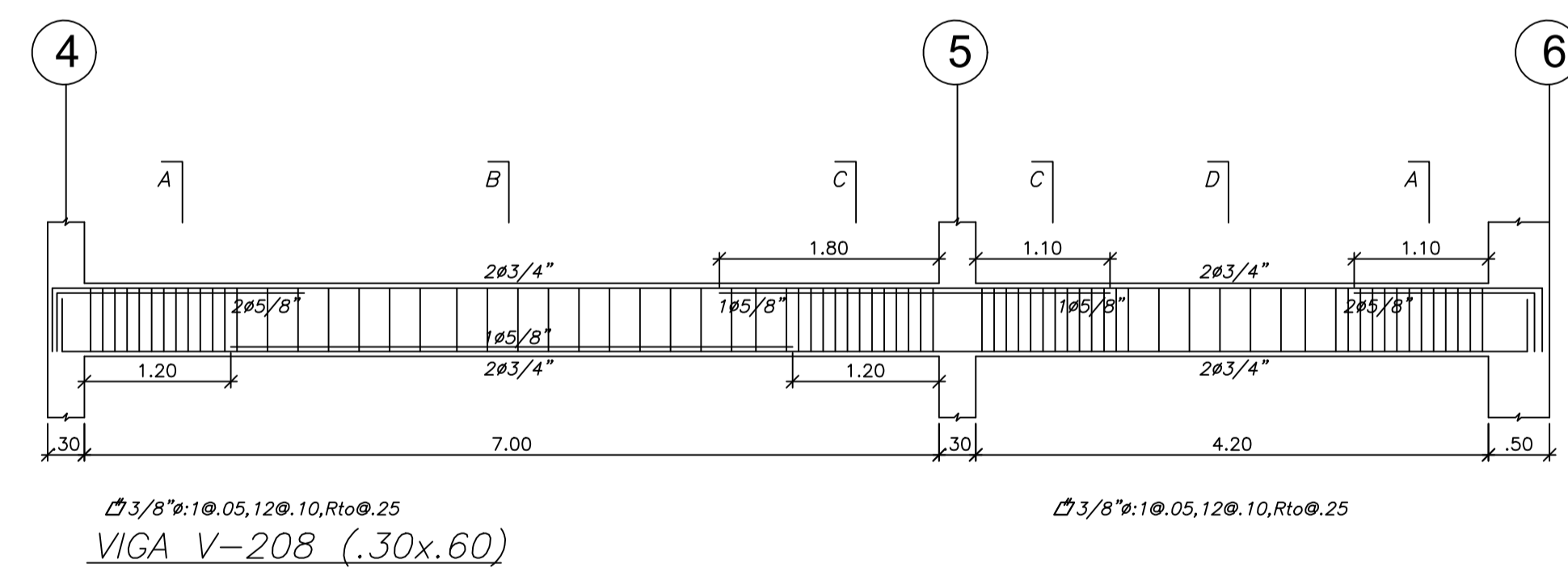
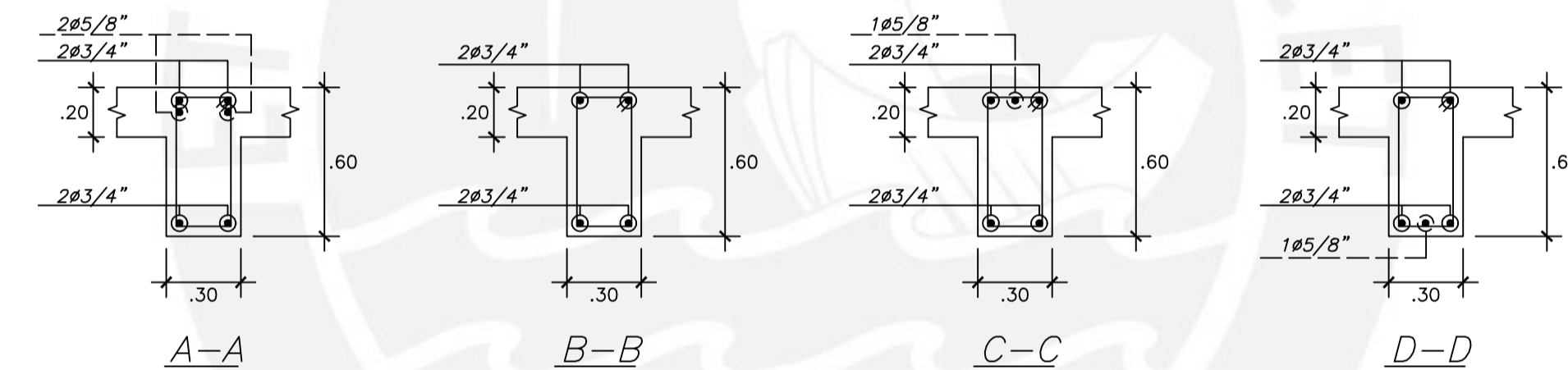
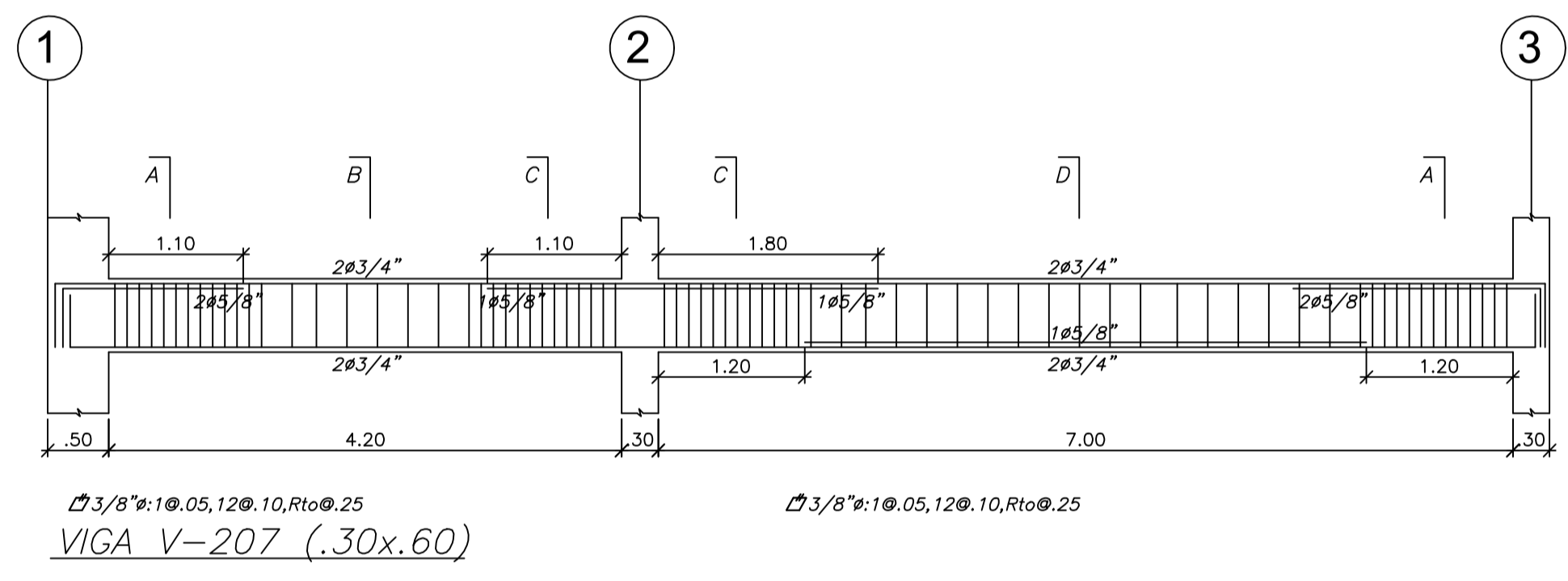
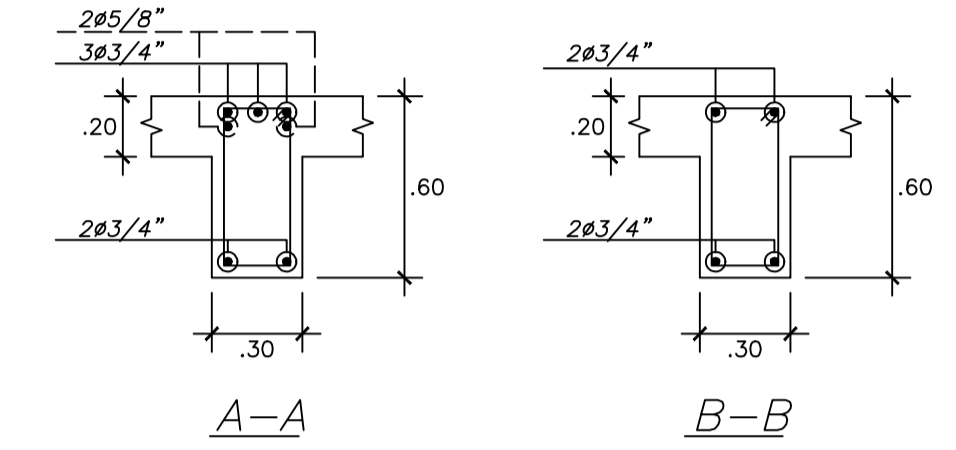
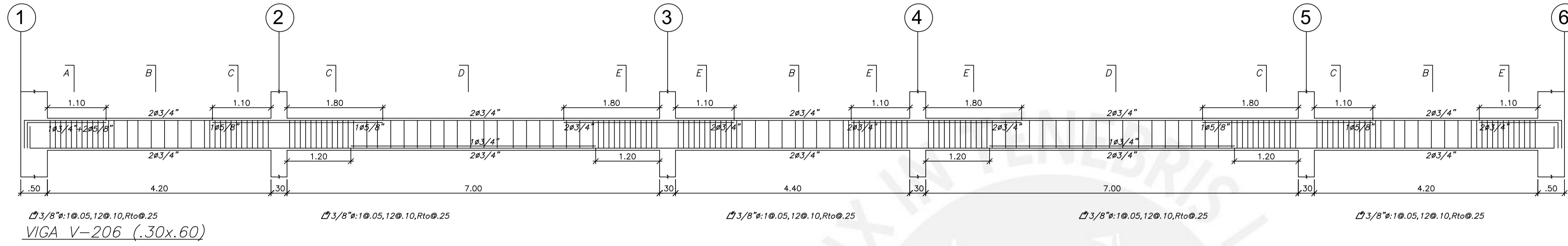
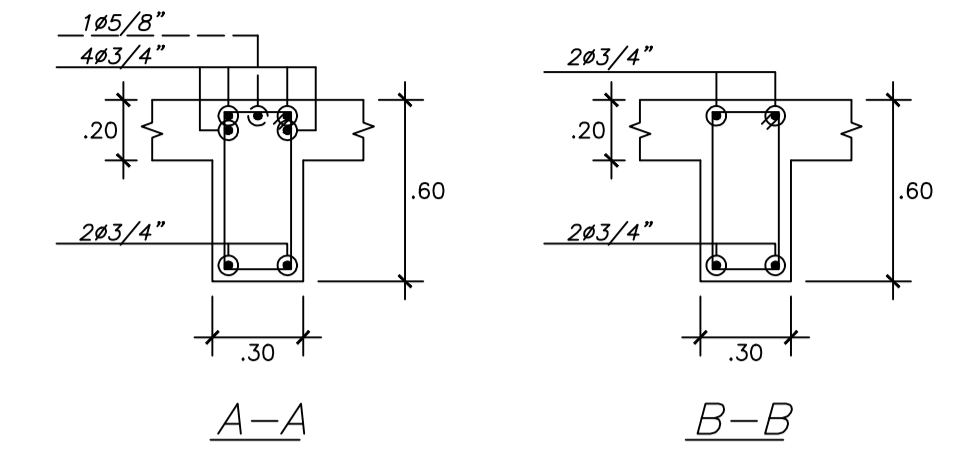
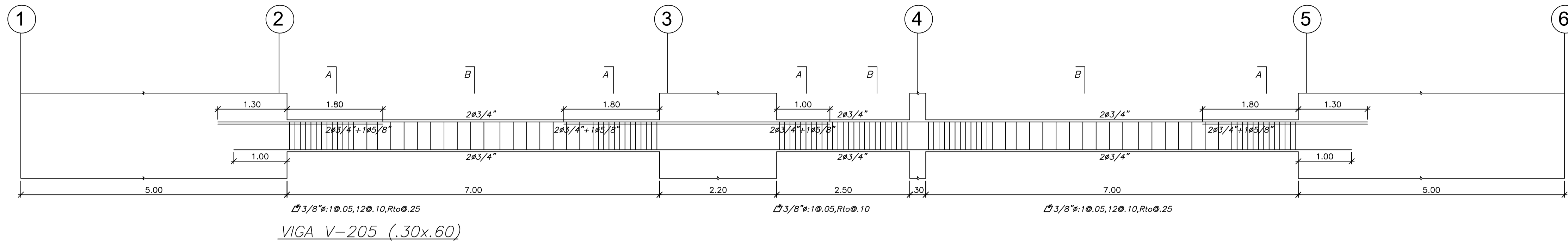
FECHA: ESCALA:
 SEPTIEMBRE 1/50
 2025

ALUMNO:
 SEBASTIAN CARRANZA NUÑEZ

DIBUJO:
 SACN

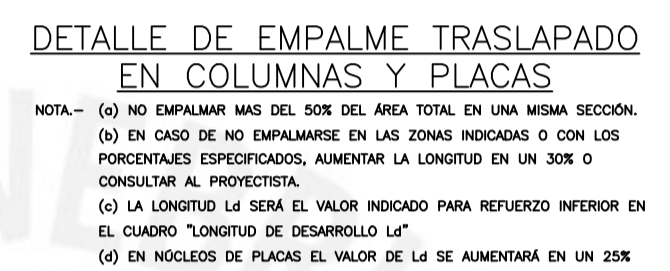
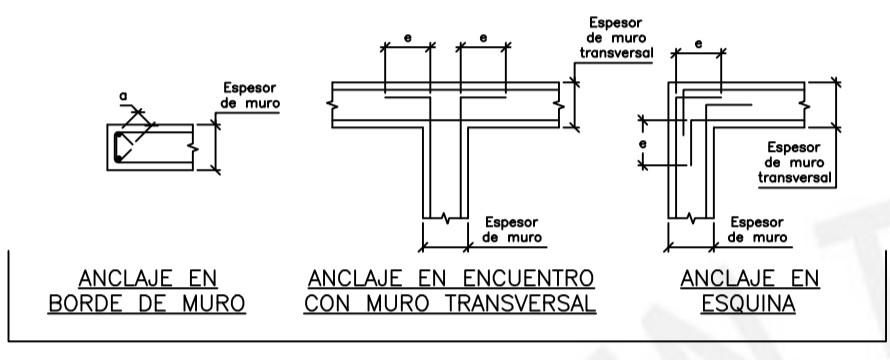
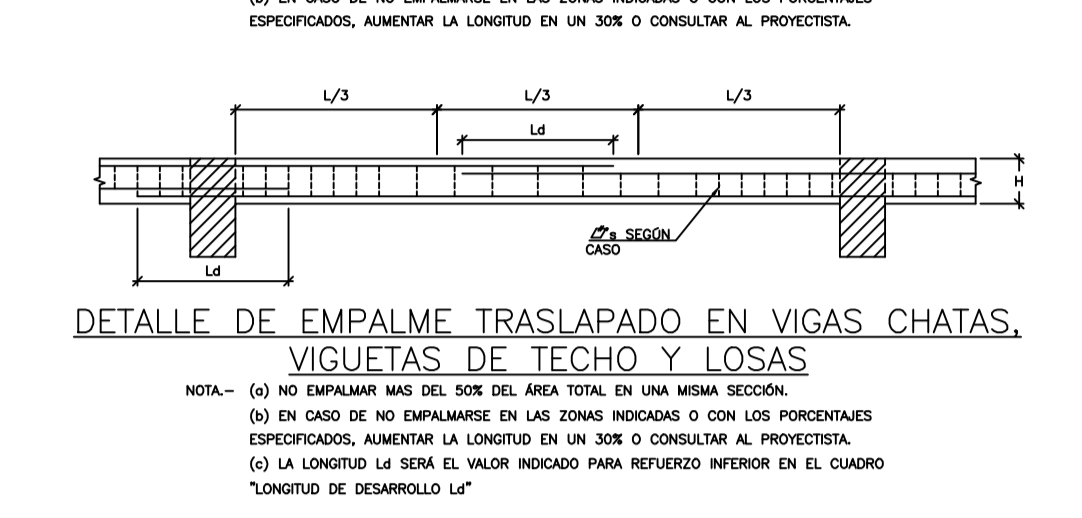
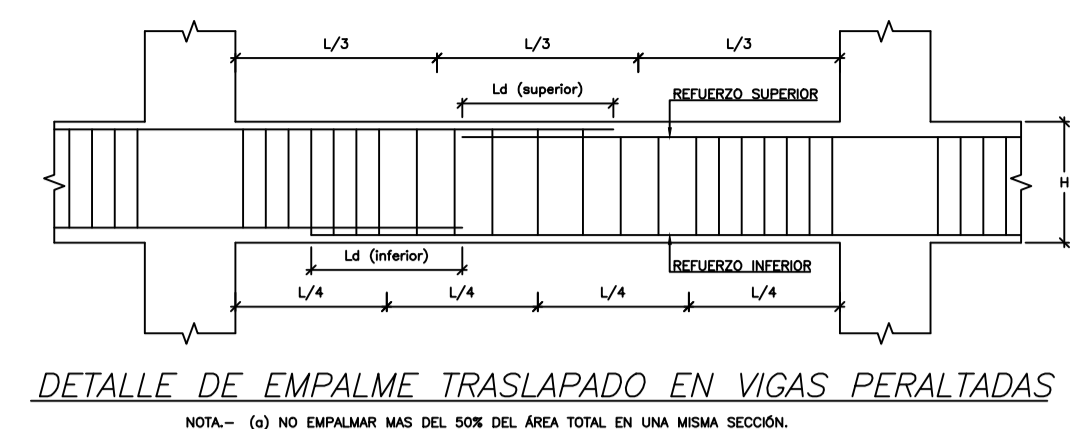
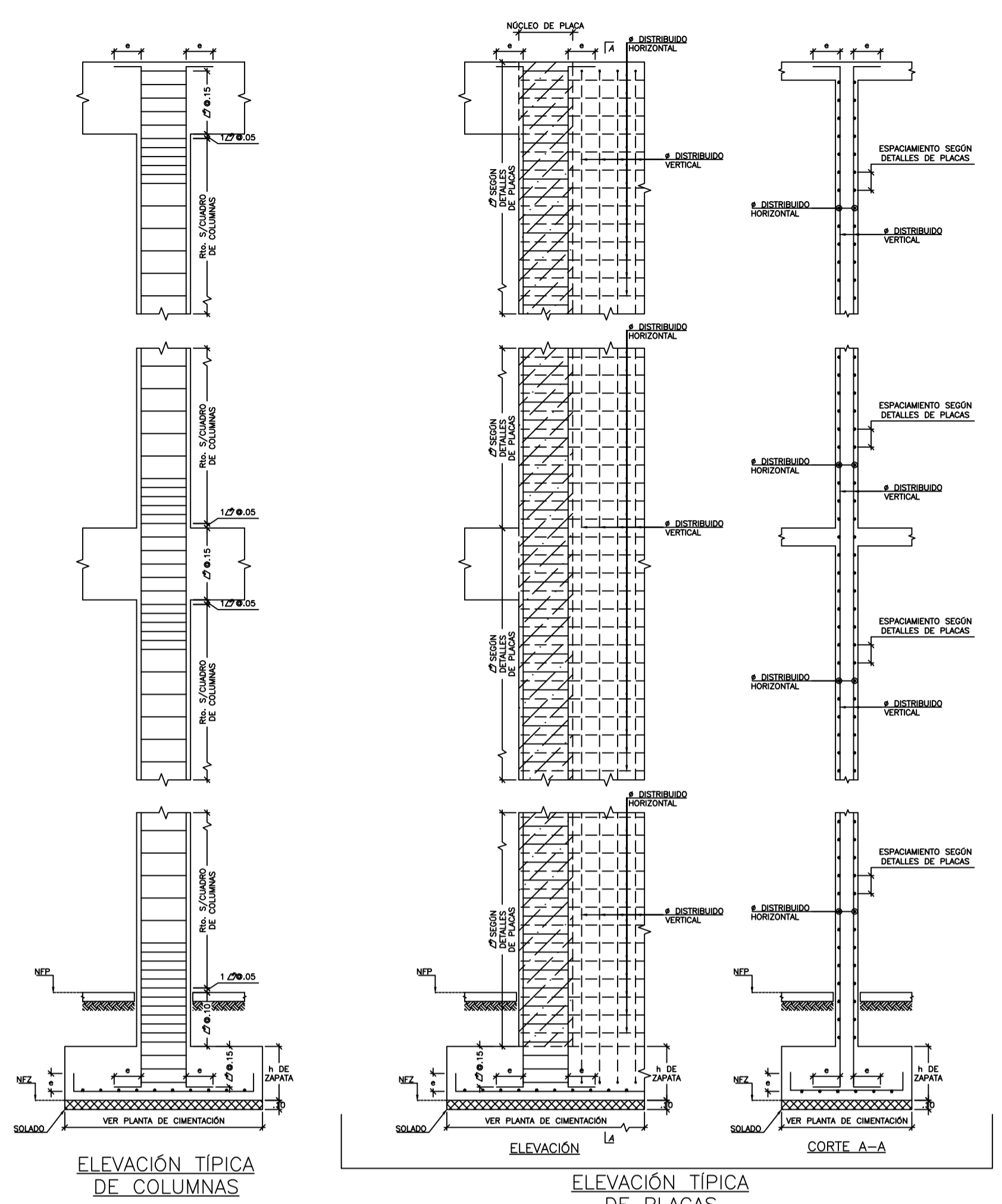
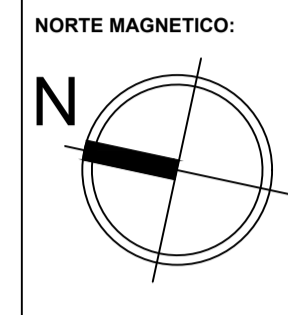
LAMINA:
E-09

VIVIENDA MULTIFAMILIAR



PROYECTO:	VIVIENDA MULTIFAMILIAR
ASESOR:	ING. RENZO NORIEGA
PLANO DESCRIPCIÓN:	ESTRUCTURAS DESARROLLO DE VIGAS 4
UBICACIÓN:	DISTRITO DE SURCO
FECHA:	SEPTIEMBRE 2025
ESCALA:	1/50
ALUMNO:	SEBASTIAN CARRANZA NUÑEZ
DIBUJO:	SACN
LAMINA:	E-10
	10 DE 11

VIVIENDA MULTIFAMILIAR



LONGITUD DE GANCHO "Ld"

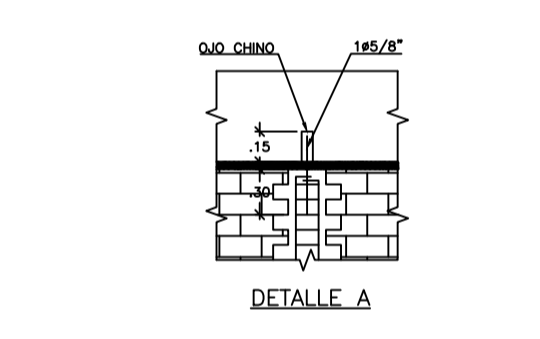
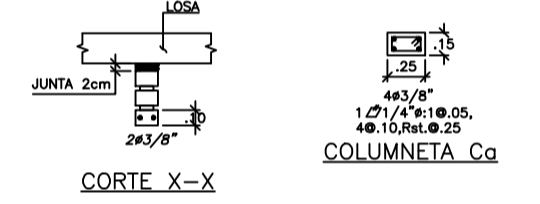
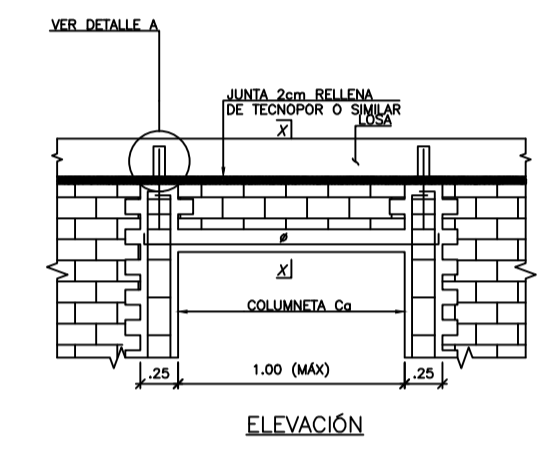
Ø	Ld (m)
8mm	.13
3/8"	.40
1/2"	.50
5/8"	.60
3/4"	.75
1"	.90
1 1/4"	1.15
1 1/2"	1.50

LONGITUD DE DESARROLLO "Ld"

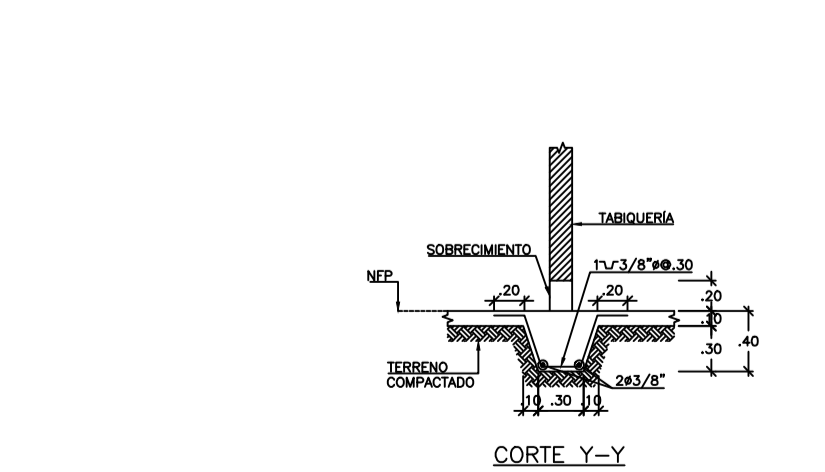
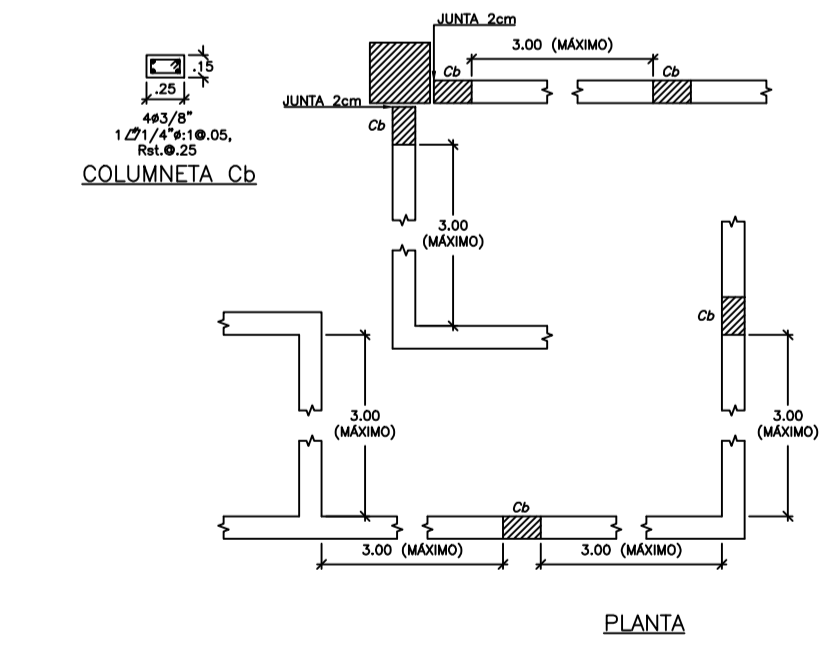
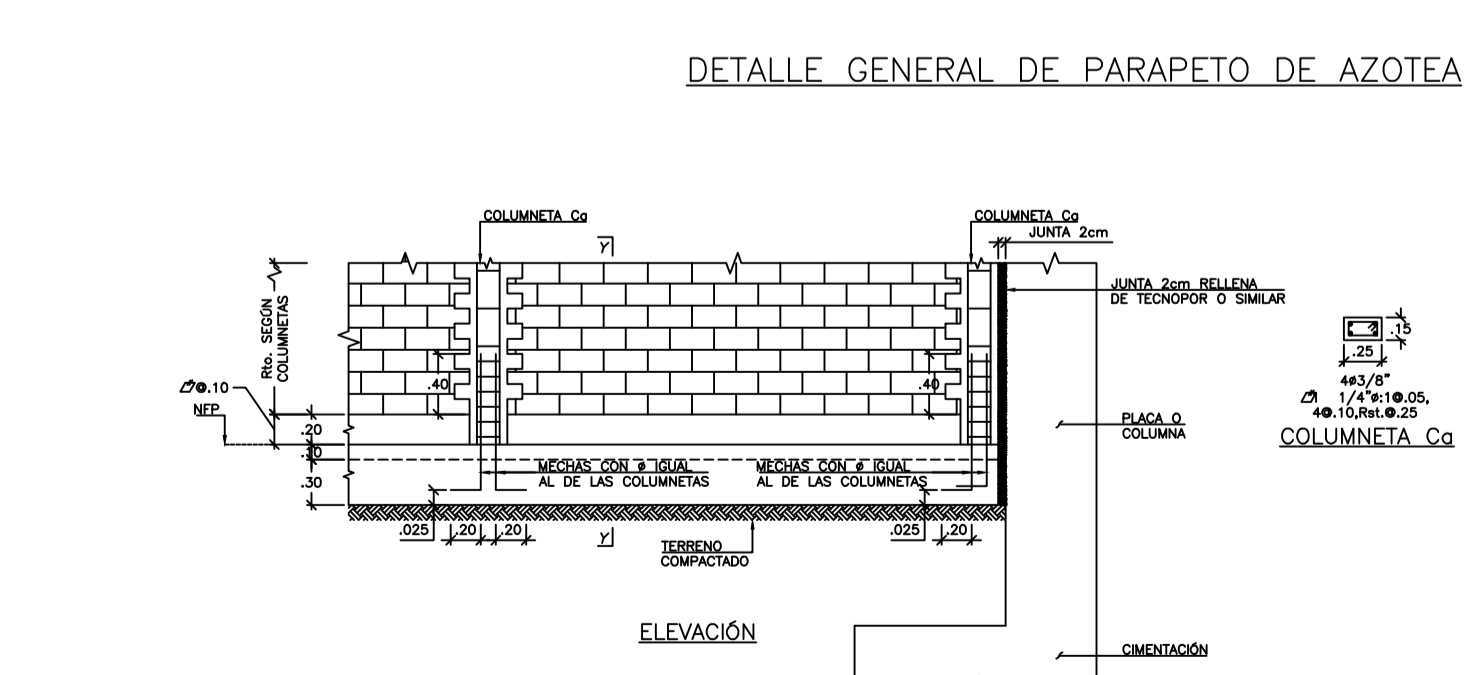
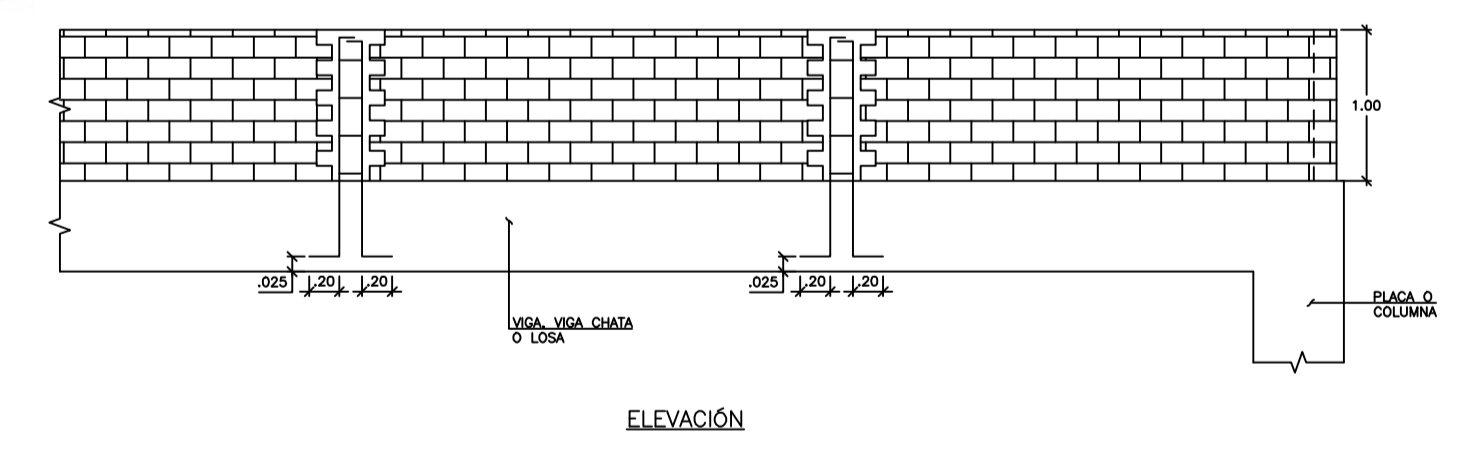
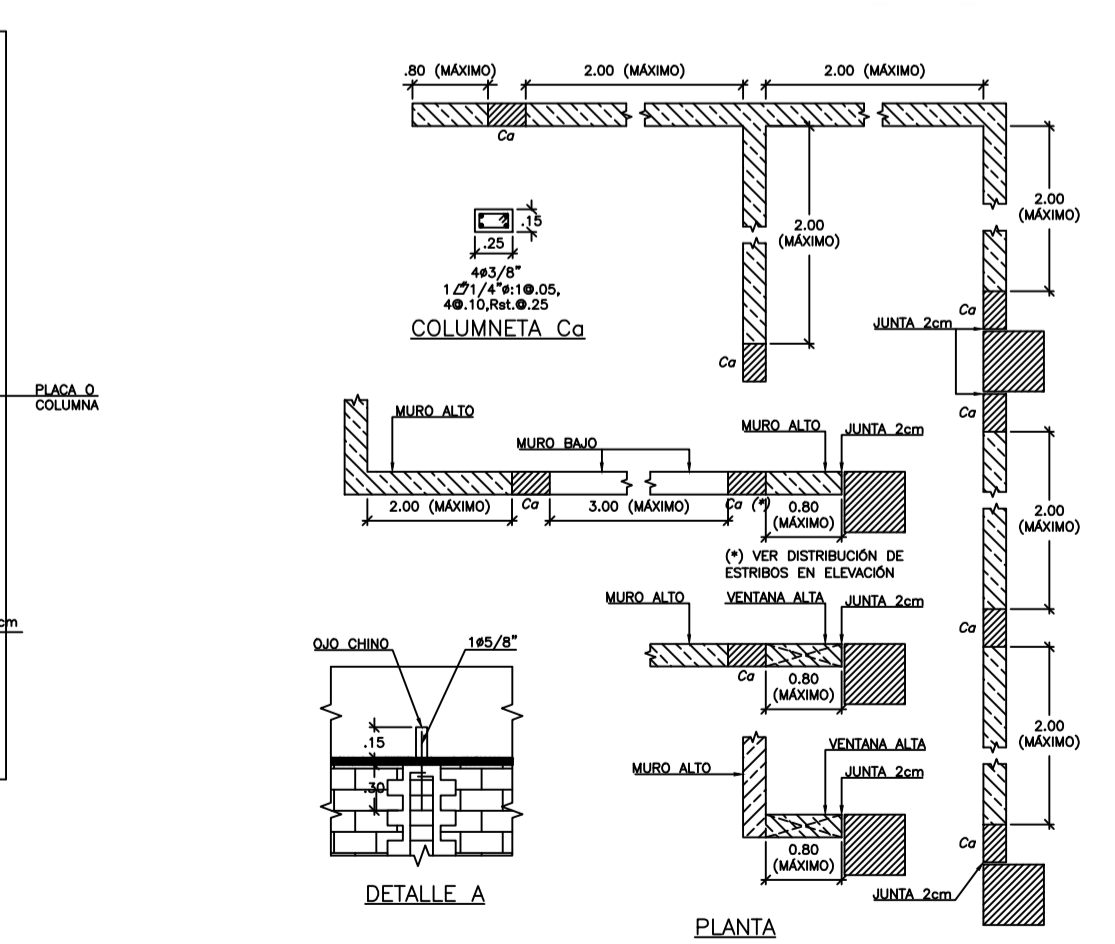
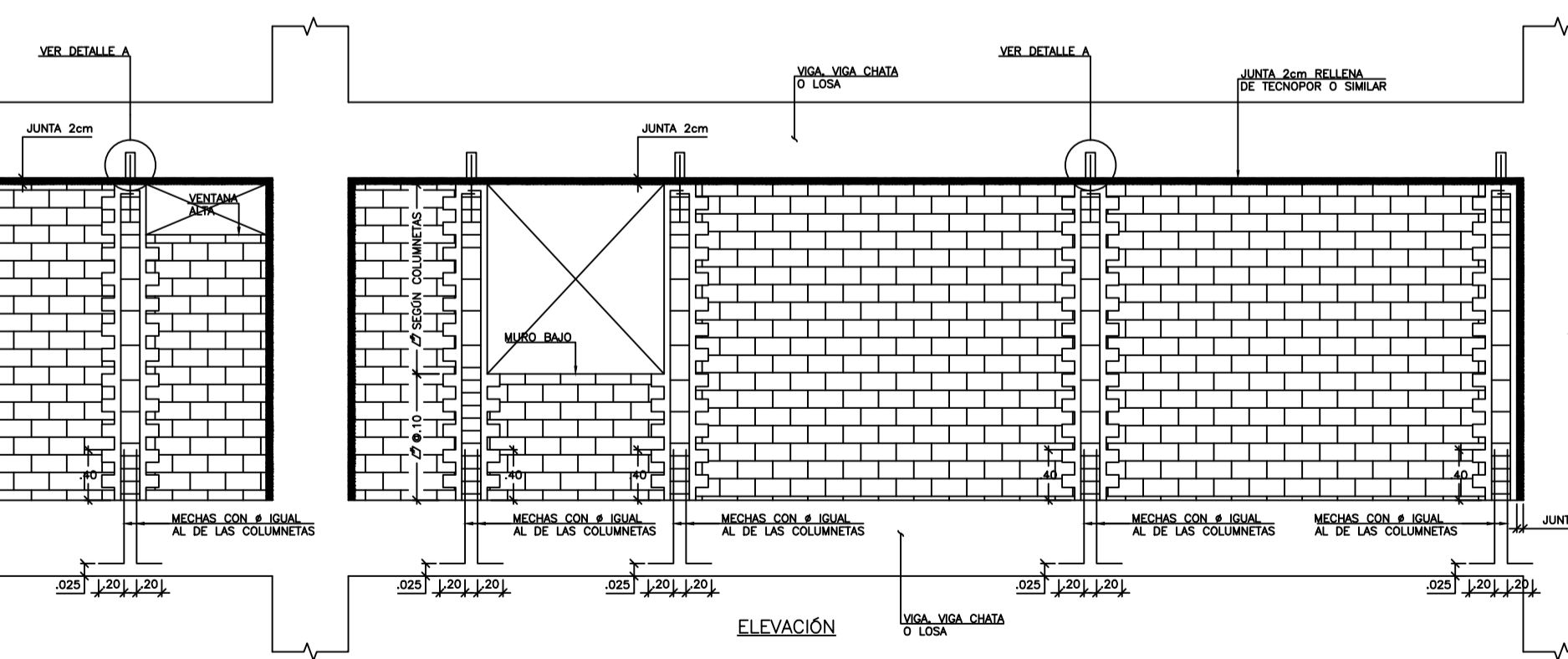
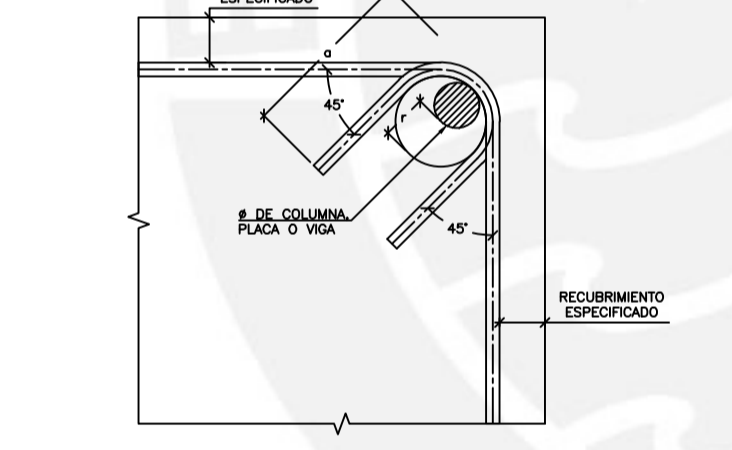
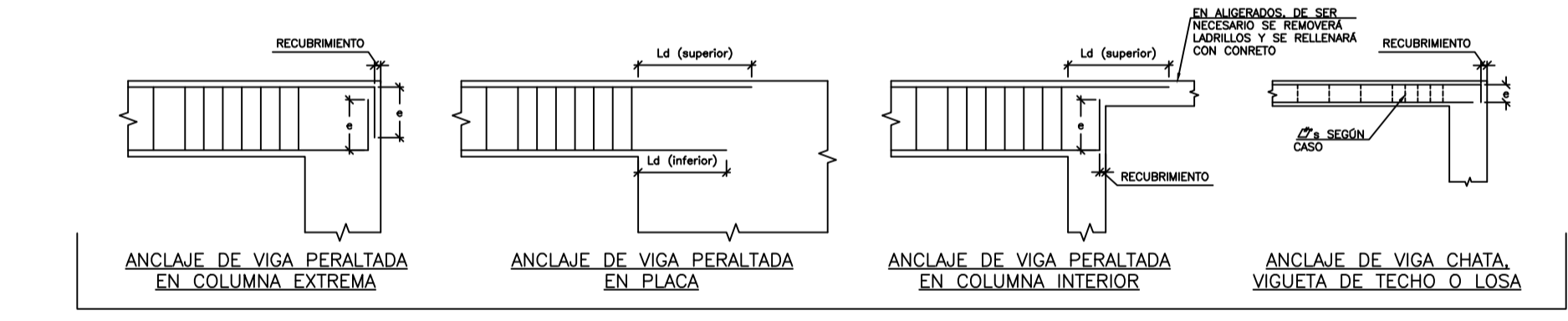
Ø	Ld REFUERZO INFERIOR (m)	Ld REFUERZO SUPERIOR (m)
8mm	.30	.40
3/8"	.40	.50
1/2"	.50	.60
5/8"	.60	.75
3/4"	.70	.80
1"	1.15	1.50

DOBLADO DE BARRAS

Ø	r (cm)	a (cm)
1/4"	1.5	6.0
8mm	2.0	10.0
3/8"	2.5	12.0
1/2"	3.0	15.0



DETALLE DE DINTEL



NOTA - (a) TODOS LOS TABIQUES ESTARAN SEPARADOS DE LA ESTRUCTURA TANTO EN EL EXTREMO SUPERIOR COMO EN LOS LATERALES.
 (b) EN EL CASO EN QUE SE TENGA COLUMNAS QUE SE APOYEN SOBRE LOSA ALBERGADA, ESTAS SE ANCLARAN EN UN ENGANCHE DEL ALBERGADO FORMADO AL QUITAR LOS LADRILLOS NECESARIOS Y RELLENAR CON CONCRETO.

DETALLE GENERAL DE TABIQUERIA AISLADA

PROYECTO:
VIVIENDA MULTIFAMILIAR

ASESOR:
ING. RENZO NORIEGA

PLANO DESCRIPCION:
ESTRUCTURAS
DETALLES GENERALES

UBICACION:
DISTRITO DE SURCO

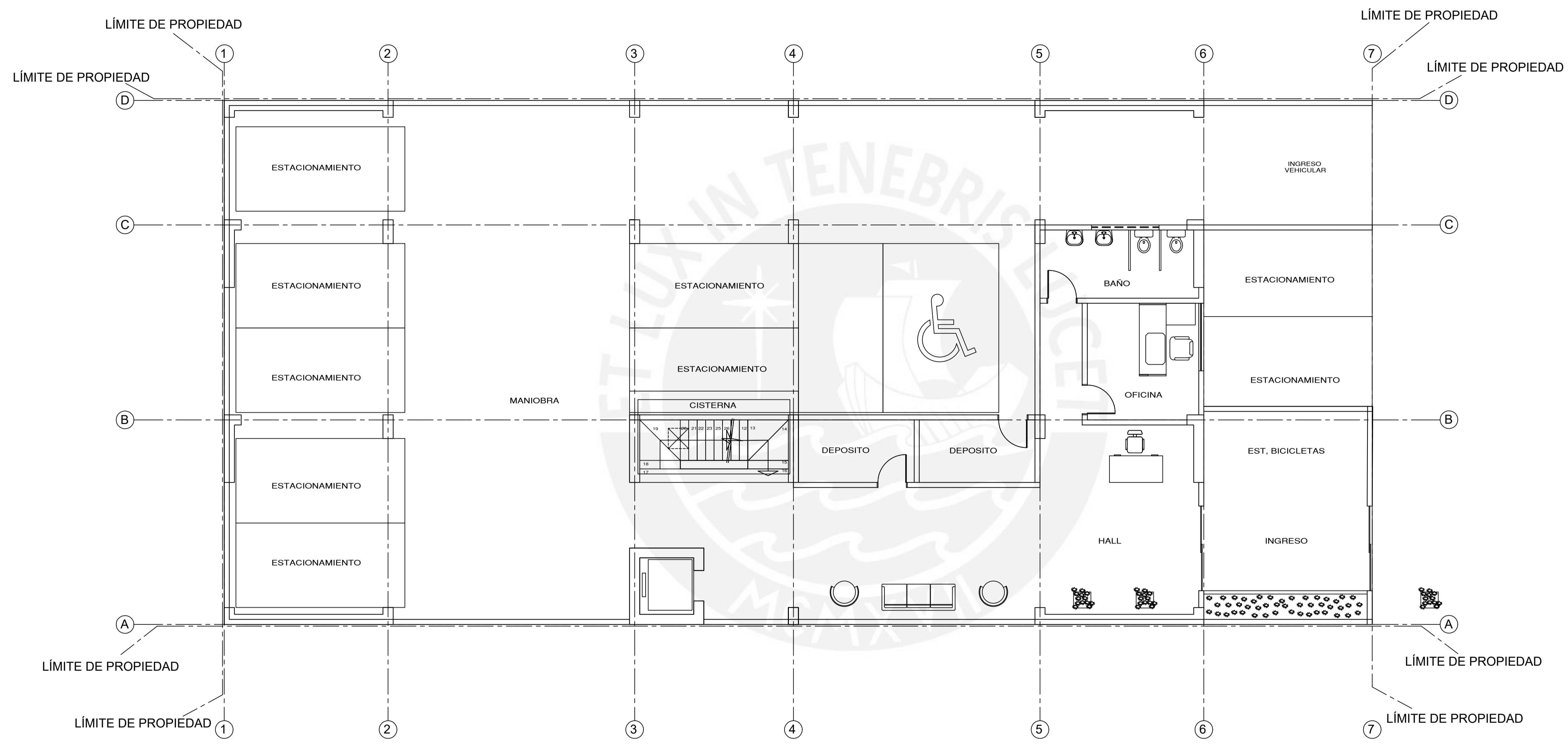
FECHA:
SEPTIEMBRE 2025

ALUMNO:
SEBASTIAN CARRANZA NUÑEZ

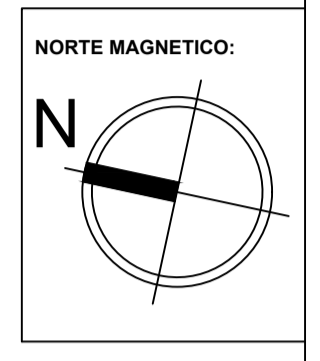
DIBUJO:
SACN

LAMINA:
E-11

VIVIENDA MULTIFAMILIAR



PRIMER NIVEL



PROYECTO:
VIVIENDA MULTIFAMILIAR

ASESOR:
ING. RENZO NORIEGA

PLANO DESCRIPCIÓN:
ARQUITECTURA
PRIMER NIVEL

UBICACIÓN:
DISTRITO DE SURCO

FECHA:
SEPTIEMBRE
2025

ESCALA:
1/75

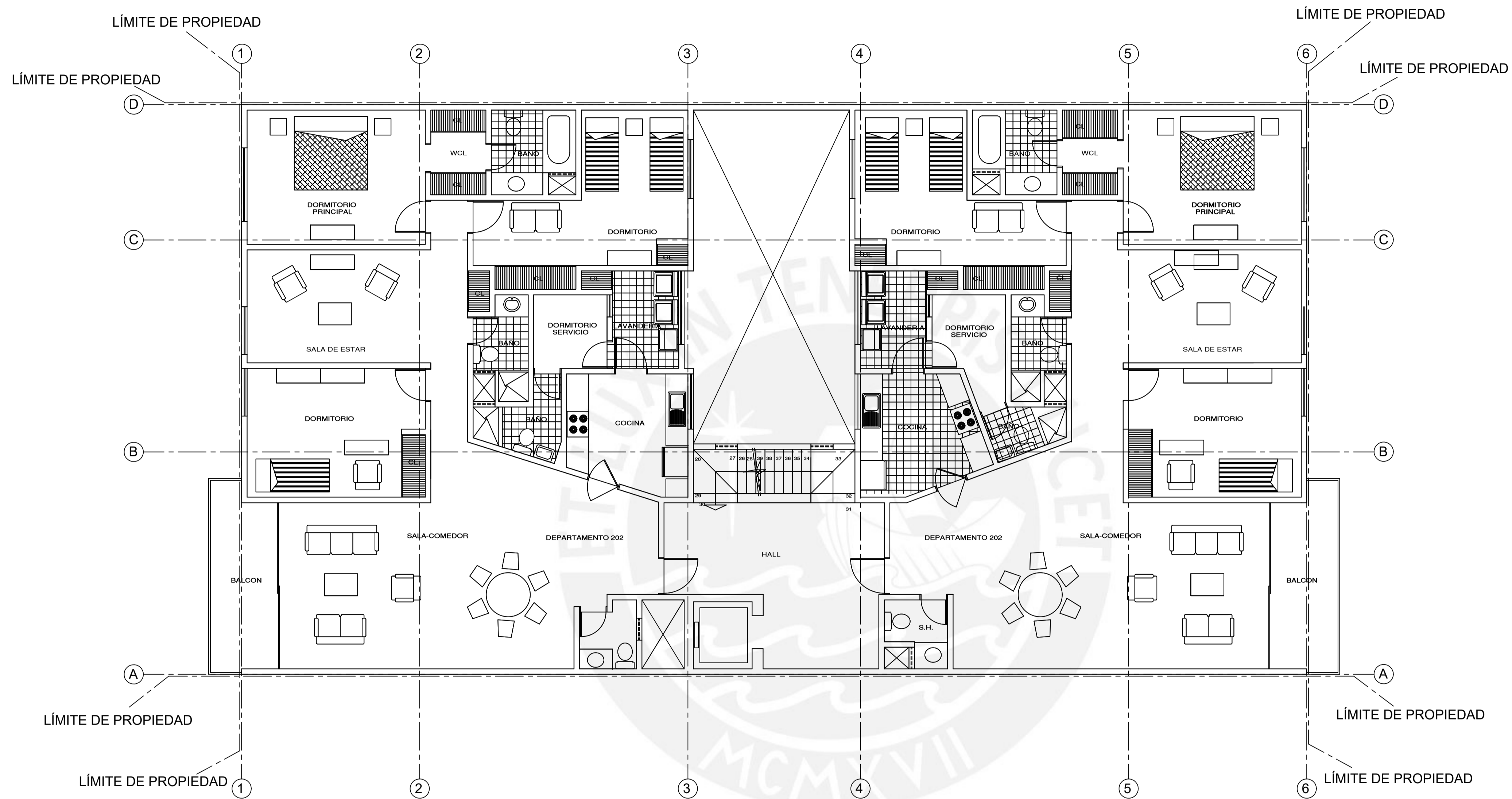
ALUMNO:
SEBASTIAN CARRANZA
NUÑEZ

DIBUJO:
SACN

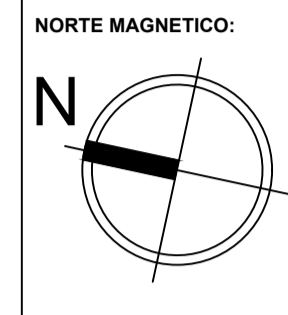
LAMINA:
A-01

01 DE 02

VIVIENDA MULTIFAMILIAR



PISO TÍPICO 2°, 3°, 4°, 5°, 6° PISO



PROYECTO:
VIVIENDA MULTIFAMILIAR

ASESOR:
ING. RENZO NORIEGA

PLANO DESCRIPCIÓN:
ARQUITECTURA
PISO TÍPICO

UBICACIÓN:
DISTRITO DE SURCO

FECHA:
SEPTIEMBRE
2025

ESCALA:
1/75

ALUMNO:
SEBASTIAN CARRANZA
NUÑEZ

DIBUJO:
SACN

LAMINA:
A-02

02 DE 02

VIVIENDA MULTIFAMILIAR