

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE  
CONCRETO ARMADO**

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

**AUTOR:**

Yordy Joel Vertiz Carlos

**ASESOR:**

Álvaro Rubiños Montenegro

AGOSTO 2021

## Resumen

La presente tesis consiste en el análisis y diseño estructural de un edificio que se encuentra ubicado en el distrito de Surco, Lima. El proyecto cuenta con un área de terreno de  $151 \text{ m}^2$  y que se asienta en un suelo gravoso con una capacidad portante de  $4 \text{ kgf/cm}^2$ . Los elementos estructurales del edificio multifamiliar cuentan con una resistencia a la compresión  $f'c=210 \text{ kgf/cm}^2$ . El edificio cuenta con seis niveles y una azotea por lo cual se eligió un sistema estructural de muros de corte y pórticos compuestos por vigas y columnas. Además, este sistema cuenta con losas macizas y losas aligeradas. El uso de este sistema permite tener una mayor facilidad para la construcción y, además, de garantizar una adecuada resistencia, un adecuado peso y control de costos reducido. En el análisis de cargas de gravedad y sísmico del edificio se realizó con un modelo tridimensional de los elementos estructurales en el programa de cómputo Etabs. En el análisis y diseño se realizaron siguiendo las recomendaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones. En el análisis se obtuvieron fuerzas, desplazamientos y derivas que se encuentran dentro de los valores permitidos por la norma.

Además, el presente trabajo cuenta con criterios de estructuración, predimensionamiento, metrado de cargas, análisis y diseño de elementos que actúan sobre cargas de gravedad.

## Contenido

1. GENERALIDADES .....	1
1.1 CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LA EDIFICACION .....	1
.....	4
.....	4
1.2 ASPECTOS GENERALES DEL SISTEMA ESTRUCTURAL .....	5
2. PREDIMENSIONAMIENTO Y ESTRUCTURACIÓN .....	6
2.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN EN EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO .....	6
2.2 PREDIMENSIONAMIENTO .....	8
2.2.1 Losas macizas.....	8
2.2.2 Losas aligeradas en una dirección .....	9
2.2.3 Vigas.....	9
2.2.4 Columnas .....	10
2.2.5 Placas .....	11
3. ANÁLISIS Y DISEÑO POR CARGA DE GRAVEDAD .....	13
3.1. Generalidades.....	13
3.1.1. Definición de carga muerta .....	13
3.1.2. Definición de carga viva .....	13
3.2. Metrado, análisis y diseño de losas aligeradas .....	14
3.2.1 Losa Aligerada en una dirección .....	14
3.3 Losa maciza .....	17
3.4. Metrado, análisis y diseño de viga chata .....	21
3.5. Análisis tridimensional del edificio.....	23
4. ANÁLISIS SÍSMICO .....	25
4.1. Introducción .....	25
4.2. Parámetros de sitio .....	26
4.3 Análisis Dinámico del Edificio .....	26
4.4. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.....	27
4.4.1. Análisis de irregularidades .....	28
4.4.1.1. Irregularidad de Rigidez-Piso blando .....	28
4.4.1.2. Irregularidad de Resistencia- Piso débil.....	29
4.4.1.3 Irregularidad de masa.....	29
4.4.1.4 Irregularidad geométrica vertical.....	29
4.4.1.5 Irregularidad de la discontinuidad de los sistemas resistentes.....	29
4.4.1.6 Irregularidad Torsional .....	29

4.4.1.7 Irregularidad de esquinas entrantes.....	30
4.4.1.8 Irregularidad por discontinuidad del diafragma .....	30
4.4.1.9 Irregularidad por sistemas no paralelos.....	31
4.4.2 Coeficiente de Reducción(R) .....	31
4.4 Peso Sísmico .....	31
4.5 Espectro de Diseño.....	31
4.6 Análisis Estático.....	32
4.8 Junta sísmica .....	34
5. Diseño de Vigas .....	34
5.1. Análisis estructural de la viga .....	34
5.2. Diseño por flexión.....	34
5.3. Diseño por corte .....	35
5.4. Ejemplo de diseño de viga peraltada .....	36
5.4.1. Diseño de la Viga V-1 .....	36
6. Diseño de Columnas .....	42
6.1. Análisis Estructural .....	43
6.2. Metrado de cargas .....	43
6.3. Diseño por Flexo-compresión .....	43
6.4. Diseño por corte .....	43
6.4.1. Diseño por resistencia .....	43
6.4.2. Diseño por capacidad.....	44
6.5. Ejemplo de Diseño .....	45
6.5.1. Diseño de columna C2.....	45
6.5.1.1. Metrado de Cargas.....	45
6.5.1.2. Diseño por flexo-compresión .....	47
6.5.1.3. Flexión biaxial .....	49
6.5.1.4. Diseño por corte.....	49
7. Diseño de placas .....	52
7.1. Análisis Estructural .....	53
7.2. Metrado de cargas .....	53
7.3. Diseño por flexo-compresión.....	53
7.4. Diseño por corte .....	53
7.5. Ejemplo de diseño .....	54
7.5.1. Diseño de la Placa 1.....	54
8. Diseño de cimentaciones .....	62

8.1. Diseño de zapata aislada .....	62
8.1.1. Análisis estructural de la zapata aislada.....	63
8.1.2. Dimensionamiento de la zapata aislada .....	63
8.1.3. Verificación por punzonamiento .....	66
8.1.4. Verificación por corte .....	67
8.1.5. Diseño por flexión .....	69
8.2. Ejemplo de diseño de zapata de la columna C2 .....	70
8.2.1. Dimensionamiento de la zapata.....	70
8.2.2. Análisis de presiones .....	71
8.2.3. Elección de la presión última de diseño.....	73
8.2.4 Verificación por punzonamiento .....	74
8.2.5 Verificación por corte .....	74
8.2.6. Diseño por flexión .....	75
8.3. Ejemplo de diseño de viga de cimentación que conecta a la columna C5 con dos placas.....	76
9. DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....	78
9.1. Diseño de escalera.....	78
9.2. Diseño de muro de sótano.....	81
9.3. Diseño de la cisterna.....	83
9.4. Diseño de tanque elevado .....	90
9.5. Diseño de tabiquería .....	93
10. Comentarios .....	96
11. Conclusiones.....	97
12. BIBLIOGRAFIA .....	98

## **ANEXOS: PLANOS DE ARQUITECTURA Y ESTRUCTURAS**

### **Lista de tablas**

<b>Tabla 2.1:</b> Predimensionamiento de columnas .....	11
<b>Tabla 3.1:</b> Carga muerta y carga viva .....	13
<b>Tabla 3.2:</b> Metrado de carga viva y muerta de una losa aligerada.....	14
<b>Tabla 3.3:</b> Metrado de carga viva y muerta de una losa maciza .....	18
<b>Tabla 3.4:</b> Metrado de la viga chata.....	22
<b>Tabla 4.1:</b> Porcentaje de masa participativa MODAL X .....	26
<b>Tabla 4.2:</b> Porcentaje de masa participativa MODAL Y .....	27
<b>Tabla 4.3:</b> Fuerza cortante en la dirección “X” y “Y” .....	27

<b>Tabla 4.4:</b> Irregularidades en altura y planta .....	28
<b>Tabla 4.5:</b> Rigidez lateral de edificio y verificación de piso blando.....	28
<b>Tabla 4.6:</b> Peso de entresijos y análisis de irregularidad en masa .....	29
<b>Tabla 4.7:</b> Desplazamientos relativos y verificación de irregularidad torsional .....	30
<b>Tabla 4.8:</b> Análisis de irregularidad por esquinas entrantes .....	30
<b>Tabla 4.9:</b> Análisis de irregularidad por discontinuidad del diafragma .....	31
<b>Tabla 4.10:</b> Determinación de la cortante de diseño en el eje X.....	33
<b>Tabla 4.11:</b> Determinación de la cortante de diseño en el eje Y.....	33
<b>Tabla 5.1:</b> Metrado de cargas de la viga.....	36
<b>Tabla 5.2:</b> Acero requerido de la viga.....	40
<b>Tabla 5.3:</b> Control de fisuraciones .....	42
<b>Tabla 6.1:</b> Metrado manual .....	45
<b>Tabla 6.2:</b> Resultado final .....	46
<b>Tabla 6.3:</b> Metrado del Etabs.....	46
<b>Tabla 6.4:</b> Solicitaciones debido a distintas cargas.....	47
<b>Tabla 6.5:</b> Combinación de cargas.....	47
<b>Tabla 6.6:</b> Combinación debido a sismo .....	49
<b>Tabla 6.7:</b> Combinación debido a sismo .....	50
<b>Tabla 7.1:</b> Metrado de cargas .....	55
<b>Tabla 7.2:</b> Combinación de cargas.....	55
<b>Tabla 8.1:</b> Datos del problema.....	70
<b>Tabla 8.2:</b> Solicitaciones de distintas cargas .....	70
<b>Tabla 9.1:</b> Metrado de la escalera (ton/m.....	79
<b>Tabla 9.2:</b> Presión del suelo que actúa en el muro.....	81

## **Lista de figuras**

<b>Figura 2.1:</b> Detalle de la losa aligerada en una dirección.....	9
<b>Figura 2.2:</b> Planta de estructuración del piso típico.....	12
<b>Figura 3.1:</b> Losa aligerada en análisis.....	15
<b>Figura 3.2:</b> Carga distribuida sobre la vigueta.....	15
<b>Figura 3.3:</b> Diagrama de momento flector y cortante de la vigueta.....	16
<b>Figura 3.4:</b> Diseño de la losa aligerada .....	17
<b>Figura 3.5:</b> Losa maciza en análisis .....	18
<b>Figura 3.6:</b> Carga actuantes sobre la losa maciza .....	19
<b>Figura 3.7:</b> Diagrama de momentos en la losa maciza en ton-m.....	19

<b>Figura 3.8:</b> Diagrama de cortante en la losa maciza en toneladas .....	20
<b>Figura 3.9:</b> Detalle de losa maciza.....	21
<b>Figura 3.10:</b> Modelo idealizado de la viga chata.....	22
<b>Figura 3.11:</b> Diagrama de momentos flectores y cortantes de la viga chata .....	23
<b>Figura 3.12:</b> Modelo tridimensional del edificio .....	24
<b>Figura 3.13:</b> Planta de piso típico (izquierda), Planta del semisótano (derecha).....	25
<b>Figura 4.1:</b> Espectro de la Norma de Diseño Sismoresistente.....	32
<b>Figura 5.1:</b> Ubicación de la viga a analizar .....	37
<b>Figura 5.2:</b> Secciones de la viga .....	38
<b>Figura 5.3:</b> Diagrama de envolvente de momento flector (ton-m) .....	39
<b>Figura 5.4:</b> Detalle y armado de la viga.....	41
<b>Figura 6.1:</b> Columna en análisis .....	45
<b>Figura 6.2:</b> Diagrama de interacción M33 .....	48
<b>Figura 6.3:</b> Diagrama de interacción M22 .....	48
<b>Figura 6.4:</b> Obtención del momento nominal.....	50
<b>Figura 6.5:</b> Obtención del momento nominal.....	51
<b>Figura 6.6:</b> Sección de la columna C-2.....	52
<b>Figura 7.1:</b> Diagrama de interacción debido al sismo X .....	54
<b>Figura 7.2:</b> Diagrama de interacción debido al sismo X .....	56
<b>Figura 7.3:</b> Diagrama de interacción debido al sismo Y .....	56
<b>Figura 7.4:</b> Calculo de la curvatura de la placa con el software SAP2000 .....	58
<b>Figura 7.5:</b> Armado y detallado de la placa .....	61
<b>Figura 8.1:</b> Consideraciones para el diseño.....	62
<b>Figura 8.2:</b> Viga apoyada sobre una columna .....	63
<b>Figura 8.3:</b> Zapata aislada .....	64
<b>Figura 8.4:</b> Distribución trapezoidal de la carga.....	64
<b>Figura 8.5:</b> Distribución triangular de la carga.....	65
<b>Figura 8.6:</b> Distribución triangular de la carga para excentricidades mayores.....	65
<b>Figura 8.7:</b> Distribución constante de la carga .....	66
<b>Figura 8.8:</b> Sección crítica de la zapata (Higashi, Capítulo2: Diseño de cimentaciones Superficiales).....	67
<b>Figura 8.9:</b> Sección crítica de la zapata en la dirección X .....	68
<b>Figura 8.10:</b> Sección crítica de la zapata en la dirección Y .....	68
<b>Figura 8.11:</b> Análisis de la zapata.....	69
<b>Figura 8.12:</b> Sección y distribución del acero de la zapata .....	76

<b>Figura 8.13:</b> Elementos verticales a conectar mediante viga de cimentación .....	76
<b>Figura 8.14:</b> Idealización y solicitaciones de la viga de cimentación .....	77
<b>Figura 8.15:</b> Acero requerido por metro de ancho en la cimentación .....	77
<b>Figura 8.16:</b> Elevación y corte de la viga de cimentación .....	78
<b>Figura 9.1:</b> Diagrama de momentos de la escalera .....	80
<b>Figura 9.2:</b> Detalle de la escalera.....	81
<b>Figura 9.3:</b> Diagrama de momentos flectores .....	82
<b>Figura 9.4:</b> Diagrama de cortantes .....	82
<b>Figura 9.5:</b> Dimensiones preliminares de la cisterna .....	84
<b>Figura 9.6:</b> Idealización del muro.....	86
<b>Figura 9.7:</b> Diagrama de momentos.....	87
<b>Figura 9.8:</b> Diagrama de cortantes.....	87
<b>Figura 9.10:</b> Detalle de la cisterna .....	90
<b>Figura 9.11:</b> Modelo de SAP2000 .....	91
<b>Figura 9.12:</b> Momentos en la dirección X-X de la losa .....	91
<b>Figura 9.13:</b> Momentos en la dirección Y-Y de la losa .....	92
<b>Figura 9.4:</b> Momentos en la dirección X-X del muro.....	92
<b>Figura 9.15:</b> Momentos en la dirección Y-Y del muro.....	93
<b>Figura 9.16:</b> Elevación del muro de tabiquería .....	94
<b>Figura 9.17:</b> Columneta simplemente apoyada .....	95



# 1. GENERALIDADES

## 1.1 CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LA EDIFICACION

En la presente tesis se va a analizar y diseñar un edificio destinado a viviendas multifamiliares. El edificio se encuentra ubicado en el distrito de Santiago de Surco, provincia de Lima y departamento de Lima. El proyecto está compuesto por seis niveles más una azotea y un semisótano. Se dispone un total de 6 departamentos donde se presenta 1 departamento por nivel y depósitos en el semisótano. Se cuenta con 6 unidades de estacionamiento de las cuales 6 unidades son para los departamentos. Con esto se logra cumplir con los parámetros dispuesto por la municipalidad de Santiago de Surco, en la que se detalla 1 estacionamiento por cada departamento.

En la planta del primer piso se tiene un acceso a través de la escalera que se encuentra en la fachada. Esta planta cuenta con un departamento flat con un área de aproximadamente 130 m<sup>2</sup>. La altura del semisótano es de 2.75 m y el resto de los niveles cuanto con una altura de 2.67 m. Cada departamento flat típico incluye los siguientes ambientes: sala, comedor, cocina, cuarto de servicio, lavandería, baño principal, baño de visita, sala de estar, dormitorio principal con baño y dos dormitorios con baño compartido. En la **Figura 1.1** se muestra la planta del primer nivel. En el semisótano se tiene un acceso a través de la escalera que se encuentra ubicada en el hall de ascensores. En la parte exterior del proyecto se tiene una rampa de acceso vehicular. El semisótano incluye los siguientes ambientes: hall de ascensor, depósitos, servicios higiénicos. En la **Figura 1.2** se muestra la planta del semisótano.

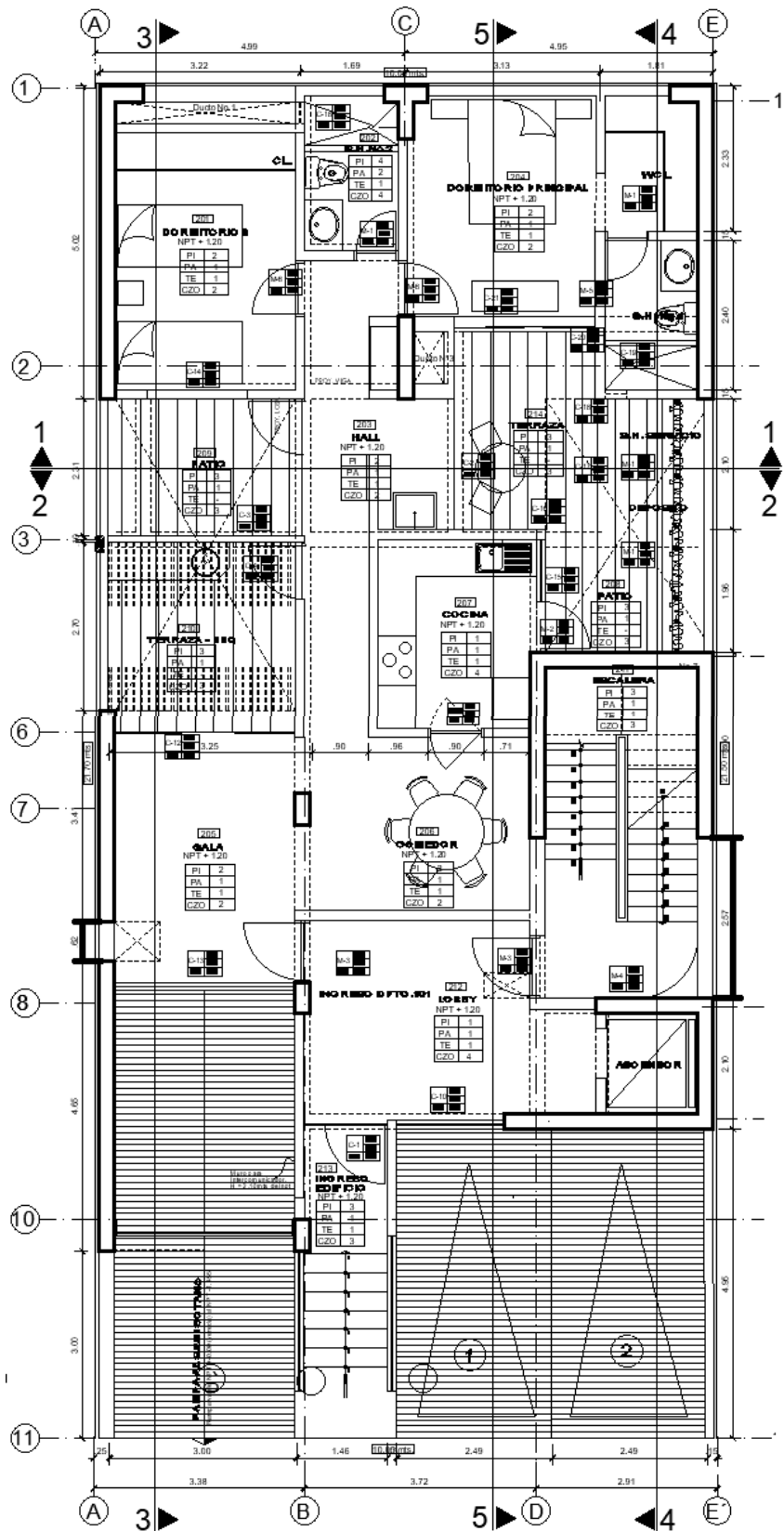


Figura 1.1: Planta de arquitectura del primer piso

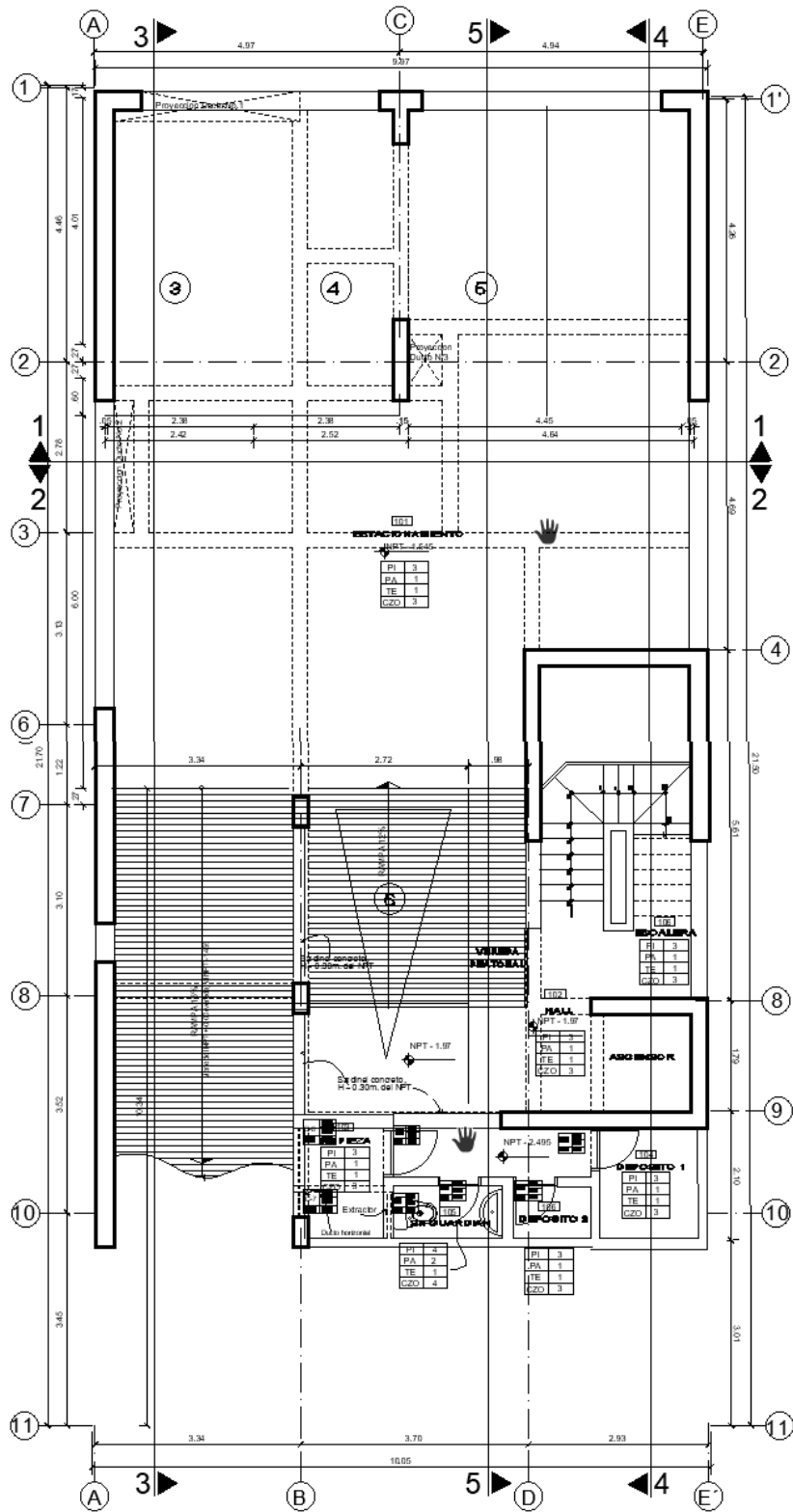


Figura 1.2: Planta de arquitectura del semisótano

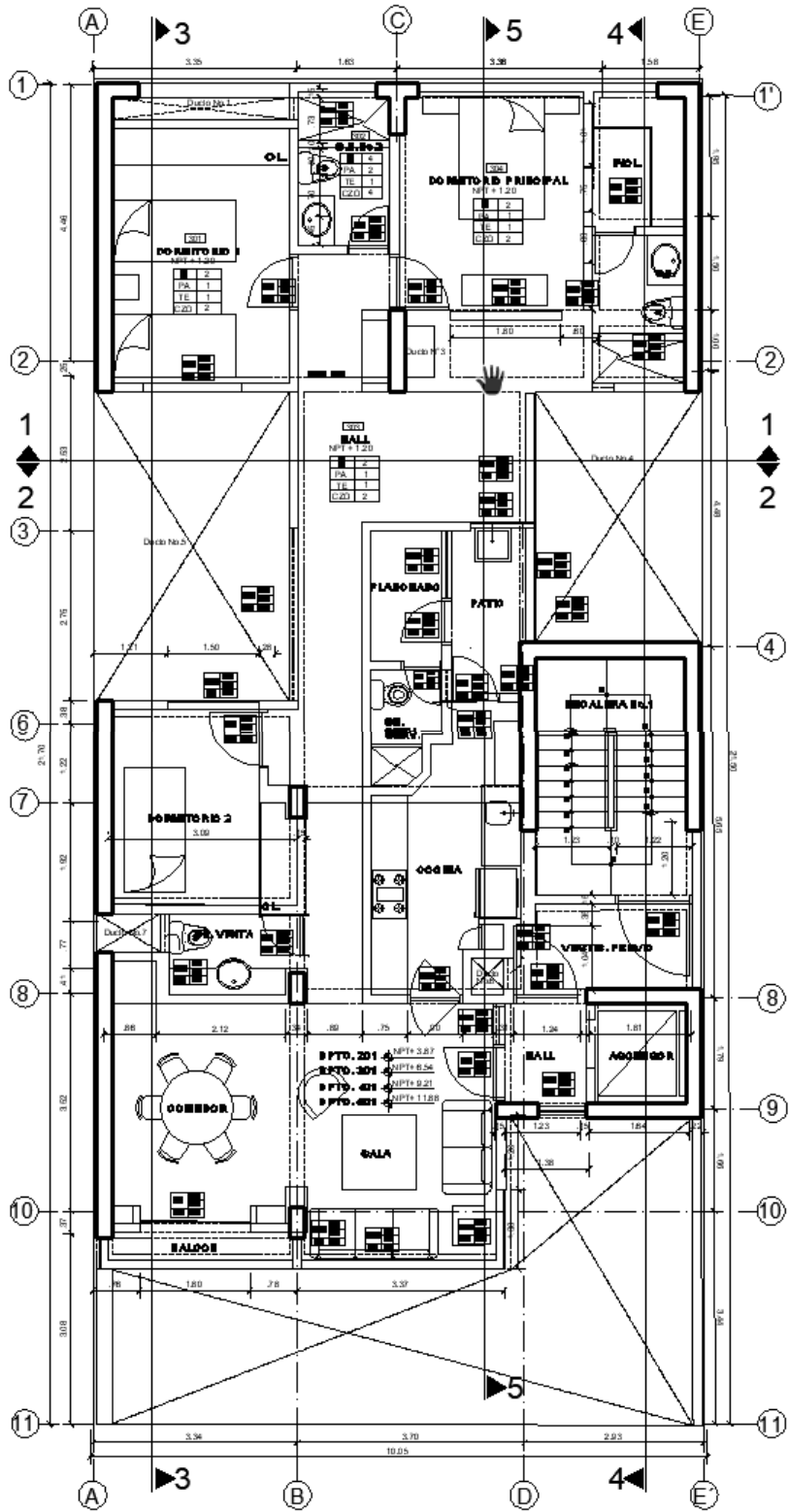


Figura 1.3: Planta de arquitectura del piso típico

## 1.2 ASPECTOS GENERALES DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

El edificio cuenta con un sistema estructural de muros de corte y pórticos de concreto armado en las dos direcciones, con la finalidad de dar rigidez a la estructura. La ubicación de los muros y columnas se realizó en conjunto con las especialidades de arquitectura y estructuras para cumplir con los requerimientos arquitectónicos y diseño sismo-resistente.

Todo el perímetro del sótano está compuesto por muros de concreto armado con la finalidad de resistir los empujes producido por el suelo. En el distrito de Santiago de Surco se cuenta-según el Estudio de Mecánica de Suelos- con un suelo de buena capacidad portante. En este caso la edificación está apoyada en estrato de grava mal graduada, con arena medianamente densa a densa. Según el estudio de suelos la capacidad portante del suelo es  $4 \text{ kgf/cm}^2$ . La cimentación del proyecto está en base a zapatas aisladas, zapatas combinadas y cimientos corridos. La profundidad mínima recomendada para la cimentación es de 1.70 metros, de acuerdo al Estudio de Mecánica de Suelos.

El proyecto cuenta, además, con tabiquería de ladrillo IV y columnas y vigas de confinamiento. La tabiquería empleada está aislada de la estructura.

La estructura de concreto armado emplea un  $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$  en los elementos estructurales: placas, columnas, vigas, losas y zapatas. Mientras que el acero de refuerzo de grado 60 cuenta  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ . Para las estructuras que contengan liquido se tendrá un  $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$  como mínimo, de acuerdo al ACI-350

Según la Norma E.030, características del proyecto y el Estudio de Mecánica de Suelos, se muestran los parámetros del proyecto para definir el espectro de diseño:

- Factor de Zona (Zona 4):  $Z = 0.45$
- Factor de Categoría (Categoría C):  $U = 1.0$
- Perfil de Suelo (Tipo S1):  $S = 1.0$        $T_p = 0.40 \text{ s}$        $T_L = 2.50 \text{ s}$

El análisis sísmico se realiza con las recomendaciones establecidas por la Norma Peruana de Diseño Sismo-resistente NTE.030.

Las combinaciones de carga para la obtención de la resistencia nominal requerida en el diseño son las siguientes:

$$1.4 CM + 1.7CV$$

$$1.25(CM + CV) + CS$$

$$1.25(CM + CV) - CS$$

$$0.9CM + CS$$

$$0.9CM - CS$$

Donde:

- CM = Carga Muerta
- CV= Carga Viva
- CS= Carga Sismo

## **2. PREDIMENSIONAMIENTO Y ESTRUCTURACIÓN**

### **2.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN EN EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO**

Para la estructuración de una edificación situada en una zona de alta sismicidad, como es el caso de Perú, se requiere ciertos criterios sismo-resistentes. Una correcta estructuración se logra cumpliendo los requisitos básicos: la estructura debería comportarse elásticamente para eventos sísmicos leve-frecuentes y la estructura debe tener un comportamiento inelástico aceptable para sismos fuerte-raros. Para una correcta estructuración y por ende un comportamiento adecuado para distintas sollicitaciones la estructura debe seguir los siguientes criterios:

#### a) Simplicidad y simetría

Toda estructura debe ser lo más posible simétrica y simple en ambas direcciones. Este criterio es importante, pues si se desprecia este criterio se puede generar efectos torsionales. El efecto torsional se genera cuando el centro de masa y centro de rigidez no coinciden o tienen una holgada distancia. En el centro de masa se idealiza las fuerzas de sismo que actúan directamente sobre ella, mientras que en el centro de rigidez estarán las fuerzas que se absorben o disipan. Si el centro de masa y el centro de rigidez no coinciden, entonces no solo se generarán efectos torsionales, sino también efectos de traslación. Esta incompatibilidad genera un incremento de esfuerzos producido por el sismo.

#### b) Resistencia y ductilidad

En la actualidad todo sistema estructural debe estar compuesto de muros de corte y pórticos en ambas direcciones. Este tipo de sistema estructural tiene un comportamiento adecuado en resistencia y ductilidad. Al tener una adecuada resistencia existe menos posibilidades de que una estructura alcance el estado inelástico ante un evento sísmico. Mientras que al tener una adecuada ductilidad existe la posibilidad de no tener una falla frágil en la estructura. La idea de que una estructura sea dúctil es que se tendrá mayor disipación de energía, debido a la formación de rótulas plásticas producidas por un sismo. La formación de rótulas deber ser en las vigas mas no en las columnas, con la finalidad de garantizar que la falla se produzca por fluencia del acero y no por compresión del concreto.

#### c) Hiperestaticidad y monolitismo

Todo sistema estructural, según el diseño sismo-resistente, debe ser hiperestático. Al tener una hiperestaticidad se dispone de una mayor capacidad de resistencia logrando así que en la formación de rótulas plásticas se tenga una adecuada disipación de energía.

#### d) Uniformidad y continuidad de la estructura

Las estructuras deben disponer de una continuidad tanto en elevación como en planta. La idea de tener una continuidad es que la rigidez de un elemento estructural no cambie bruscamente y así no se formen incrementos de esfuerzos. Si en caso no se respete la continuidad se deberá reducir paulatinamente la cuantía del elemento estructural.

#### e) Rigidez lateral

Las fuerzas horizontales generan deformaciones en la estructura. Para evitar esto el sistema estructural debe estar compuesto por muros de corte, columnas y vigas con peralte con la finalidad de conseguir una adecuada rigidez lateral. Una adecuada rigidez lateral en la estructura resiste mayores fuerzas horizontales, reduce desplazamientos y reduce los daños de los elementos estructurales.

#### f) Diafragma rígido

Para el análisis se tiene como hipótesis de que las losas trabajan como un diafragma rígido. Esta idealización permite que la estructura sea como una unidad y así las fuerzas se puedan distribuir sobre los elementos estructurales en base a la mayor rigidez lateral. Sin embargo, y dependiendo de la planta

de la estructura, no se podrá considerar siempre que las losas de un nivel trabajen como diafragma rígido. Quedará a criterio del diseñador en base a su experiencia si considera que las losas trabajen como diafragma rígido. Uno de los factores que impiden si las losas de un nivel se comportan como diafragma rígido es el número de aberturas o ductos en dicho nivel.

#### g) Elementos no estructurales

En la estructuración y análisis es muy importante considerar los elementos no estructurales. Por ejemplo, si predomina la tabiquería en un sistema estructural es conveniente tomarlo en cuenta en el análisis. La razón principal para tomar en cuenta los elementos no estructurales en el análisis es que se puede producir un cambio de centro de masa y centro de rigidez.

#### h) Cimentación

Toda estructura está cimentada por un tipo de suelo característico. Las características del suelo influyen en el periodo de vibración, factor de seguridad, distribución de fuerzas entre los elementos estructurales, etc.

## 2.2 PREDIMENSIONAMIENTO

La determinación de las dimensiones de cualquier elemento estructural se da según las recomendaciones de la norma E.060 o experiencia profesional. El predimensionamiento consiste en determinar las dimensiones del elemento estructural para luego ser verificadas en el diseño final de la estructura.

### 2.2.1 Losas macizas

Las losas macizas son dimensionadas teniendo el siguiente criterio de predimensionamiento:

$$h \geq \frac{Ln}{40}$$

Donde:

- h: Espesor de la losa
- Ln: Luz libre

Según la planta de arquitectura tenemos una luz libre entre apoyos de 6.30 m. Reemplazando valores tenemos que:



$$h \geq \frac{630}{40} = 15.75 \text{ cm}$$

Por tanto, el peralte de la losa maciza será de 20 cm de espesor.

### 2.2.2 Losas aligeradas en una dirección

Las luces de los paños tienen en promedio una luz de 4.45 metros. Se pretende utilizar losas aligeradas en una dirección con la finalidad de tener un menor costo y menor peso. El proyecto cuenta con losas aligeradas en una dirección y losas macizas. Las losas macizas están ubicadas cerca a los ductos de la edificación y/o en la parte central de este. La finalidad de colocar losas macizas es tener una mejor transmisión de esfuerzos en esa zona. Para el predimensionamiento de las losas aligeradas se toma en cuenta la luz entre 25. Para tener una losa uniforme en toda la planta, se decidió colocar losas aligeradas de una dirección de 0.20 m de espesor.

En la **Figura 2.1** se muestra el detalle de la losa aligerada a emplear en este proyecto.

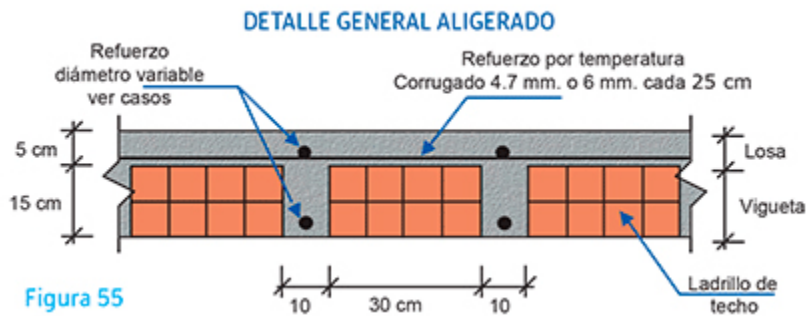


Figura 55

**Figura 2.1:** Detalle de la losa aligerada en una dirección

**Fuente:** Aceros Arequipa

### 2.2.3 Vigas

Para el predimensionamiento de vigas se considera que el peralte esté entre la décima y doceava parte de la luz libre. En la práctica se toma el peralte igual a la décima parte de la luz libre. En tanto el ancho mínimo para la viga se considera entre el 30 a 50% del peralte, además según la recomendación de la Norma E.060 de concreto armado, se debe cumplir un ancho mínimo de 25 cm en elementos sismo-resistentes de pórticos de concreto armado. En nuestro proyecto se tiene una luz máxima de 6.35 m. Entonces, tenemos que:

$$\frac{6.35}{12} \leq h \leq \frac{6.35}{10}$$

$$0.53 \leq h \leq 0.64$$

Dado los resultados y teniendo las consideraciones de que el ancho y peralte se dimensionan cada 5 cm, se decidió colocar vigas con peralte de 0.55 m y con ancho de 0.25 m.

#### 2.2.4 Columnas

Para el predimensionamiento de columnas se siguieron las recomendaciones del libro Estructuración y Diseño de edificios en Concreto Armado del Ingeniero Antonio Blanco Blasco. Estas recomendaciones se cumplen para edificios que tengan muros de corte en sus dos direcciones. Por tanto, para una columna interior que carga mayor peso que las demás tendrá un dimensionamiento de:

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

Mientras que para una columna exterior o de borde –y que cumpla la condición de que el edificio tenga muros de corte en ambas direcciones- se tendrá un dimensionamiento de:

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

Donde:

$$P_{\text{servicio}} = \text{Área tributaria} \times N^{\circ} \text{ pisos} \times \text{Carga unitaria asumida}$$

Para una edificación de categoría C se tiene una carga unitaria asumida de 1 ton/m<sup>2</sup>.

En la **Tabla 2.1** se muestran las dimensiones de las columnas típicas de la edificación. Además, se tiene que la edificación cuenta con 6 niveles y un  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ .

**Tabla 2.1:** Predimensionamiento de columnas

Columna	Área tributaria (m <sup>2</sup> )	P servicio (kg)	Coefficiente	Área columna (cm <sup>2</sup> )	Área mínima columna (cm <sup>2</sup> )	Sección seleccionada (m)
C1	9.03	63210	0.45	668.89	625	0.25x0.50
C2	12.85	89950	0.45	951.85	625	0.25x0.55
C3	17.16	120120	0.45	1271.11	625	0.25x0.50
C4	17.51	122570	0.45	1297.04	625	0.25x1.32
C5	11.02	77140	0.35	1049.52	625	COLUMNA T

### 2.2.5 Placas

La edificación se encuentra en una zona sísmica alta y es por esa razón que debe tener muros estructurales en ambas direcciones para aportar rigidez a la estructura. La norma E.030 Sismo-resistente indica que los muros estructurales deben tener la capacidad de recibir al menos el 80% de la cortante basal. El proyecto cuenta con muros de 0.25 y 0.30 m de espesor. En el análisis sísmico se verificará si los muros estructurales cumplen con las deformaciones laterales.

Finalmente, se tiene la siguiente estructuración a partir de los criterios de estructuración y predimensionamiento:

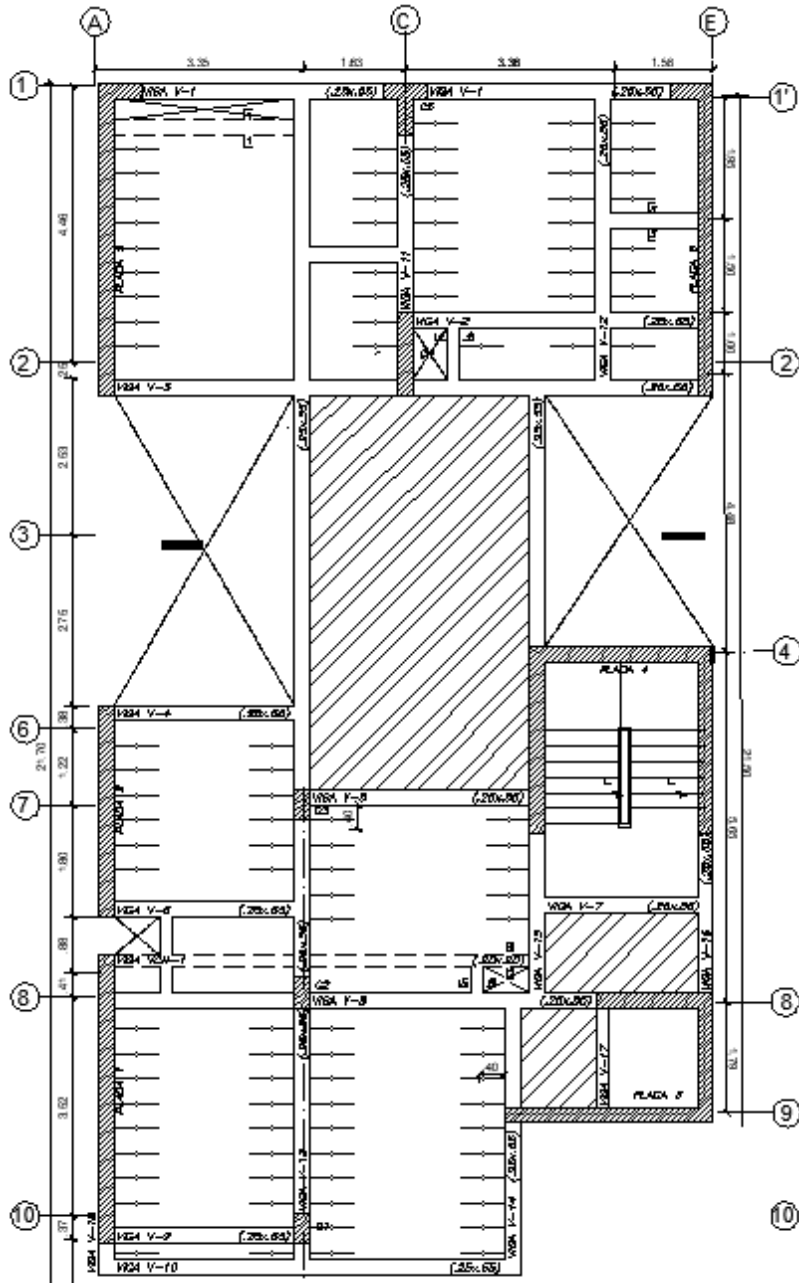


Figura 2.2: Planta de estructuración del piso típico

### 3. ANÁLISIS Y DISEÑO POR CARGA DE GRAVEDAD

#### 3.1. Generalidades

##### 3.1.1. Definición de carga muerta

Las cargas muertas son cargas permanentes que actúan durante toda la vida útil de la estructura. Se conoce como carga muerta a todo elemento conformado por peso de los materiales del sistema estructural, peso de tabiquería, equipos fijos y acabados.

##### 3.1.2. Definición de carga viva

Las cargas vivas son cargas no permanentes que actúan en el sistema estructural. Se conoce como carga viva a toda carga móvil: peso de los ocupantes, equipos móviles, muebles, tabiquería móvil, etc.

En la Norma de Cargas E.020 se especifican los pesos unitarios de los diferentes materiales, así como también las sobrecargas según el tipo de uso de la edificación. A continuación, se muestra la tabla resumen de la carga muerta y viva en la Tabla 3.1.

**Tabla 3.1:** Carga muerta y carga viva

Carga Muerta	
Material	Peso
Losa Aligerada(kg/ m <sup>2</sup> )	300
Concreto Armado(kg/ m <sup>3</sup> )	2400
Albañilería(kg/ m <sup>3</sup> )	1350
Carga Viva	
Uso	Sobrecarga
Viviendas(kg/ m <sup>2</sup> )	200
Azotea(kg/ m <sup>2</sup> )	100

En los acabados se considera un espesor de 5 cm de piso terminado y con un peso de 100 kg/ m<sup>2</sup>. Teniendo en cuenta todas estas consideraciones se procede a analizar los elementos estructurales.

### 3.2. Metrado, análisis y diseño de losas aligeradas

#### 3.2.1 Losa Aligerada en una dirección

Las losas aligeradas en una dirección se modelan e idealizan como elementos unidireccionales. Las viguetas se consideran simplemente apoyadas sobre las vigas, ya que estas no restringen la rotación. En el caso de que las viguetas se apoyen en placas con un ancho considerable, entonces se considera como empotrada, pues tiene un ancho que permite el anclaje de fierro. Las placas en este proyecto cuentan con 25 cm de espesor, por tanto, no se considera como empotrada, debido a que con un ancho de 25 cm no se genera una condición de empotramiento.

A continuación, se muestra en la Tabla 3.2 el metrado de cargas de una vigueta que se encuentra entre los ejes A, E y 8, 10 y en la Figura 3.2 las cargas distribuidas que actúan sobre ella.

**Tabla 3.2:** Metrado de carga viva y muerta de una losa aligerada

Carga Muerta	
Peso Propio	$0.30 \text{ ton/m}^2 \times 0.40 \text{ m} = 0.12 \text{ ton/m}$
Piso terminado	$0.10 \text{ ton/ m}^2 \times 0.40 \text{ m} = 0.04 \text{ ton/m}$
Carga viva	
Sobrecarga	$0.20 \text{ ton/ m}^2 \times 0.40 \text{ m} = 0.08 \text{ ton/m}$

$$C_u = 1.4C_M + 1.7C_V = 0.36 \text{ tn/m}$$

$$P_u = 1.4P = 0.374 \text{ ton}$$

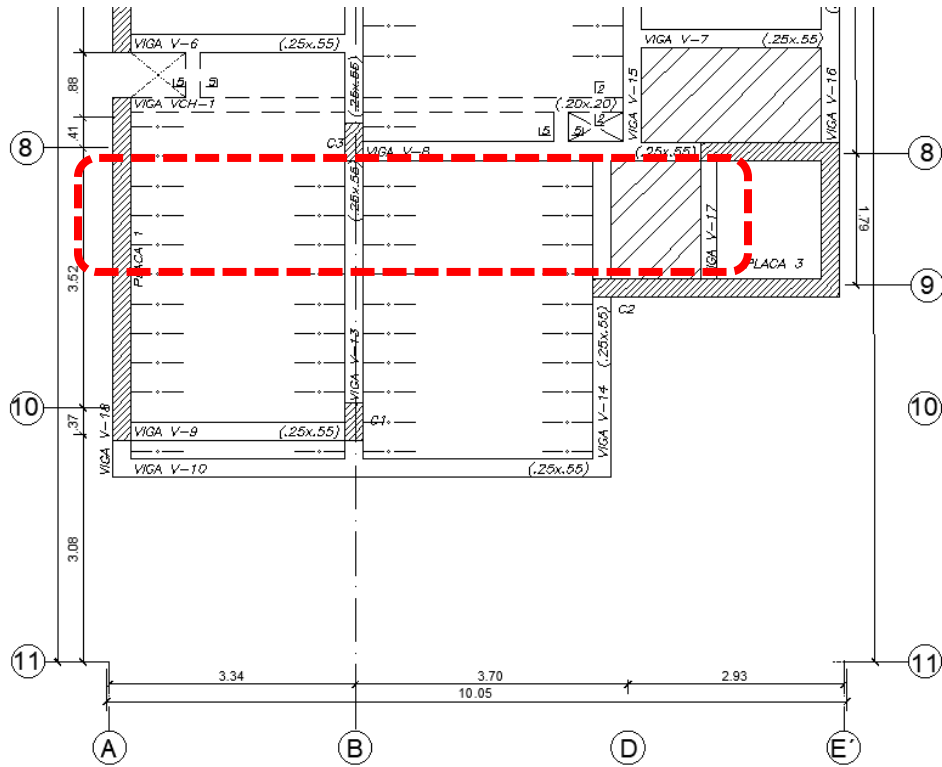


Figura 3.1: Losa aligerada en análisis

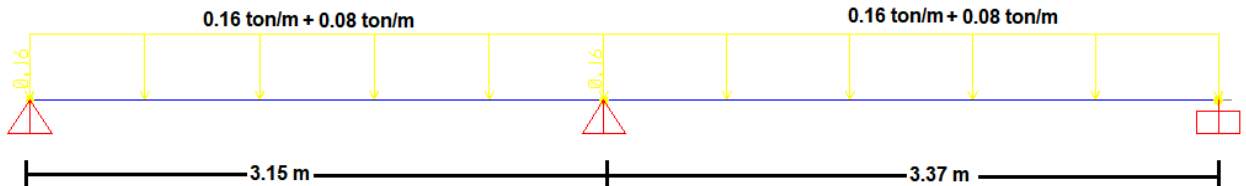
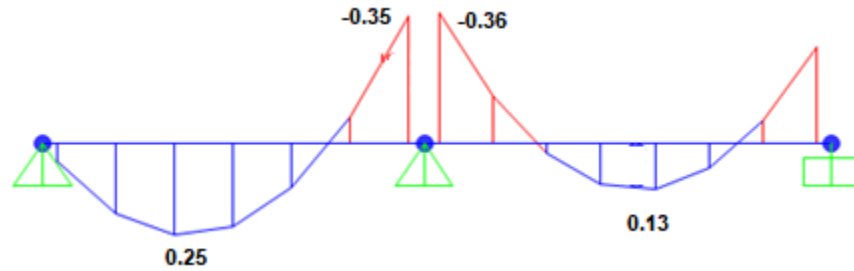
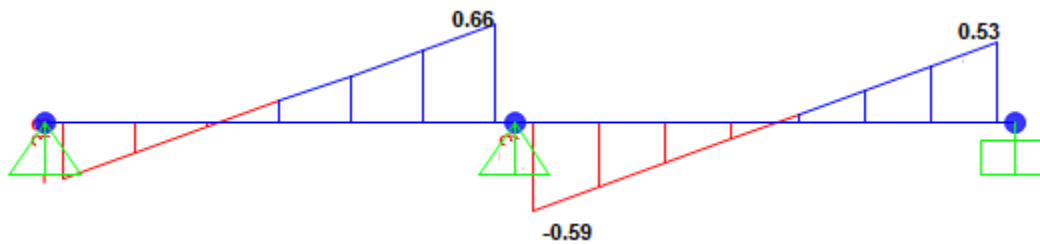


Figura 3.2: Carga distribuida sobre la vigueta

**Diagrama de momento flector (ton-m)**



### Diagrama de fuerza cortante (ton)



**Figura 3.3:** Diagrama de momento flector y cortante de la vigueta

### Diseño por flexión

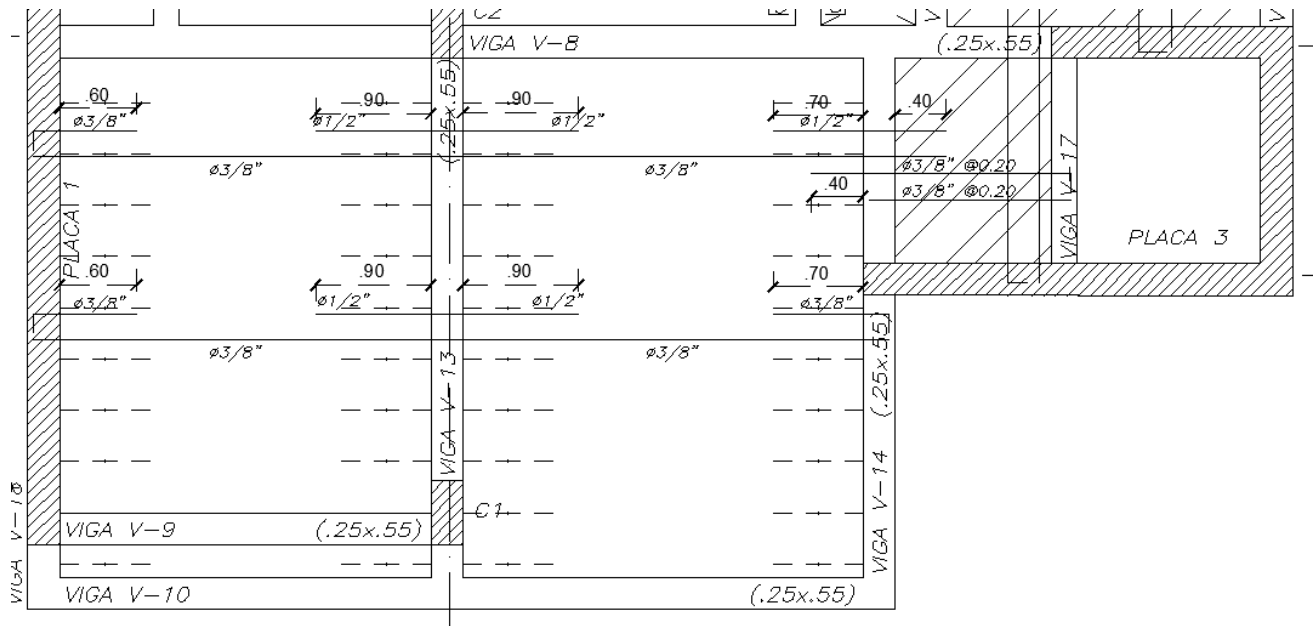
- $Mu^+ = 0.25 \text{ tn} - m \rightarrow As^+ = 0.41 \text{ cm}^2$  lo que equivale a 1  $\emptyset$  3/8"
- $Mu^- = 0.35 \text{ tn} - m \rightarrow As^- = 1.01 \text{ cm}^2$  lo que equivale a 1  $\emptyset$  1/2"
- $Mu^- = 0.36 \text{ tn} - m \rightarrow As^- = 1.01 \text{ cm}^2$  lo que equivale a 1  $\emptyset$  1/2"
- $Mu^+ = 0.13 \text{ tn} - m \rightarrow As^+ = 0.41 \text{ cm}^2$  lo que equivale a 1  $\emptyset$  3/8"
- $Mu^- = 0.26 \text{ tn} - m \rightarrow As^- = 1.01 \text{ cm}^2$  lo que equivale a 1  $\emptyset$  1/2"

### Diseño por corte

- $Vu = 0.66 \text{ tn}$
- $\phi Vc = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17 = 1.22 \text{ tn}$

Como  $\phi Vc > Vu$  entonces no se necesita ensanches.

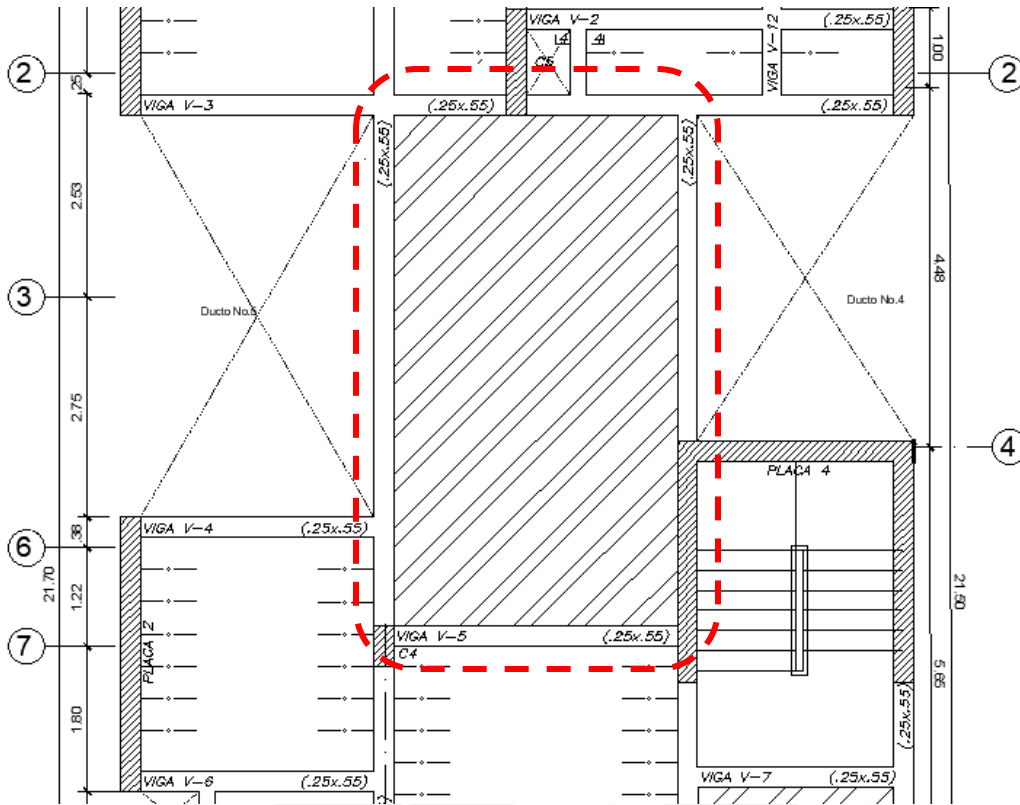




**Figura 3.4:** Diseño de la losa aligerada

### 3.3 Losa maciza

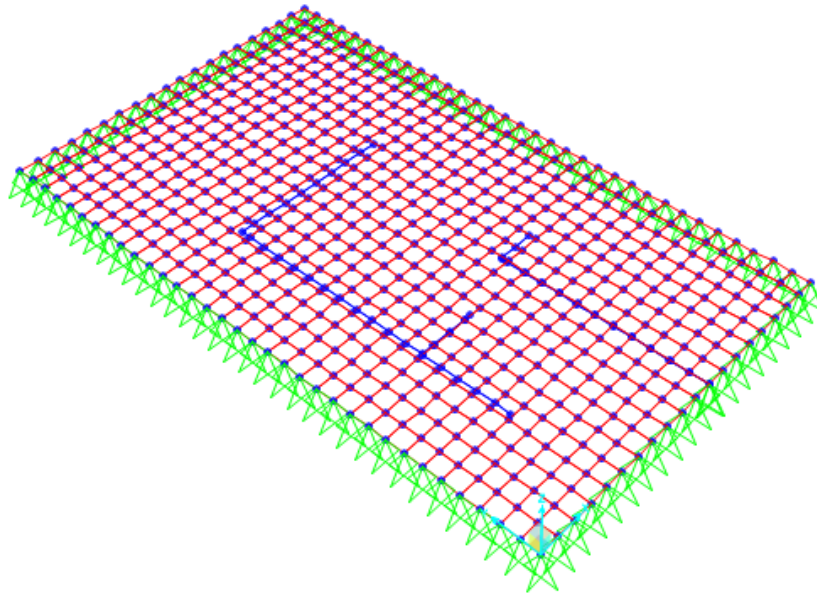
Las losas macizas con una relación mayor a 2 entre lado mayor y lado menor de un paño se modelan como una viga de un metro ancho o también se puede realizar el análisis de una losa maciza considerando las vigas o placas en donde se apoya la losa como infinitamente rígidas. A continuación, se muestra el metrado de la losa maciza en la Tabla 3.4 y en la Figura 3.5 se muestran las cargas actuantes sobre la losa maciza.



**Figura 3.5:** Losa maciza en análisis

**Tabla 3.3:** Metrado de carga viva y muerta de una losa maciza

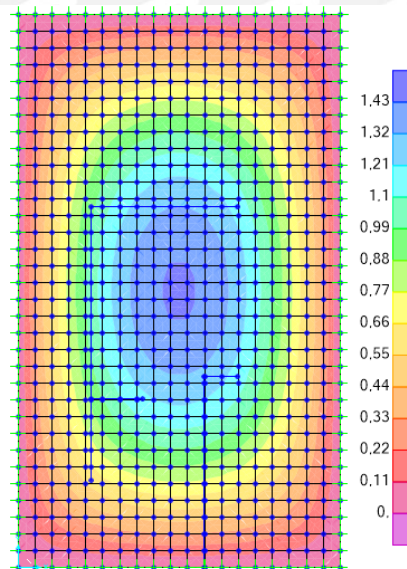
Carga Muerta	
Peso Propio	$2.4 \text{ ton/ m}^3 \times 0.20 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 0.48 \text{ ton/m}$
Piso terminado	$0.10 \text{ ton/ m}^2 \times 1 \text{ m} = 0.10 \text{ ton/m}$
Peso del tabique	$1.35 \text{ ton/ m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.47 \text{ m} = 0.50 \text{ ton/m}$
Carga viva	
Sobrecarga	$0.20 \text{ ton/ m}^3 \times 1 \text{ m} = 0.20 \text{ ton/m}$



**Figura 3.6:** Carga actuantes sobre la losa maciza

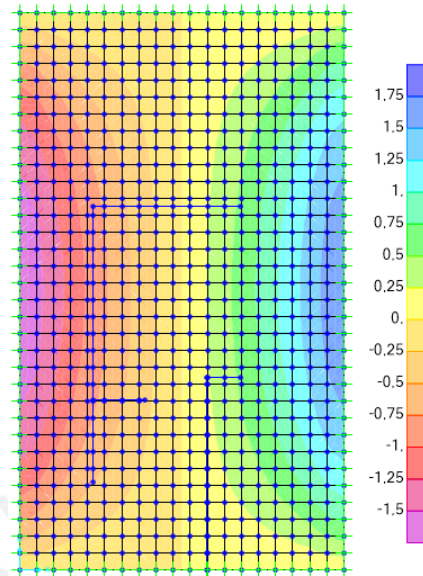
En la figura anterior se muestra que las líneas azules son las cargas de la tabiquería que actúan sobre la losa maciza y que las vigas son infinitamente rígidas.

**Diagrama de momentos flectores**



**Figura 3.7:** Diagrama de momentos en la losa maciza en ton-m

## Diagrama de fuerza cortante



**Figura 3.8:** Diagrama de cortante en la losa maciza en toneladas

### Diseño

#### Acero mínimo

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2/m$$

#### Diseño por flexión

El diseño solo se realizará en la dirección X, pues es donde se presenta mayor sollicitación, mientras que en la dirección Y se colocará acero mínimo. Cabe mencionar que momento en la dirección X es igual a momento alrededor del eje Y o M11 (según el eje local del elemento Shell).

- $Mu^+ = 1.44 \text{ tn} - m \rightarrow As^+ = 2.28 \text{ cm}^2/ml$
- $Mu^- = 0.3 \text{ tn} - m \rightarrow As^- = 0.47 \text{ cm}^2/ml$

Como se observa los momentos obtenidos generan cuantías por debajo del acero mínimo; por tanto, el acero mínimo gobierna el diseño. Si usamos acero de 3/8":

$$S = \frac{0,71}{3.6} = 0.20 \text{ m}$$

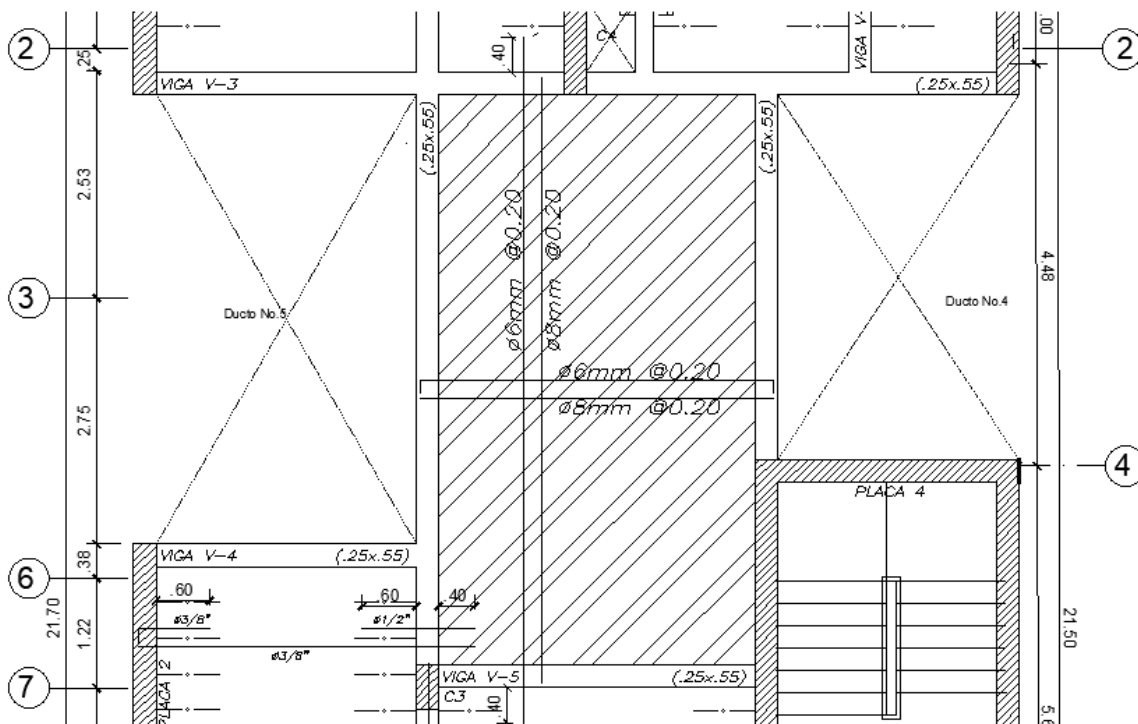
Se utiliza acero de 3/8" @0.20 m. Sin embargo, en el acápite 10.5.4 de la norma E.060 Concreto Armado, permite reducir el acero en tracción por flexión de la losa cuando se tiene una distribución del acero mínimo en ambas caras. En otras palabras, el acero mínimo tendrá una cuantía de tracción por flexión con 0.0012 mientras que la cara opuesta será de 0.0006.

### Diseño por corte

- $\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 11.1 \text{ tn}$
- $Vu = 1.63 \text{ tn}$

Como  $\phi Vc > Vu$  no se necesita aumentar el peralte de la losa

En la figura siguiente de muestra el detalle en planta de la losa maciza:



**Figura 3.9:** Detalle de losa maciza

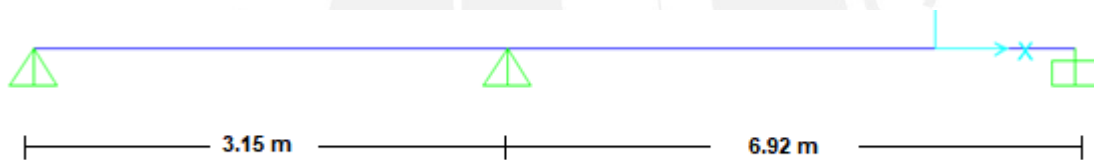
### **3.4. Metrado, análisis y diseño de viga chata**

A continuación, se muestra el metrado de la viga chata que se encuentra entre los ejes A y B

**Tabla 3.4:** Metrado de la viga chata.

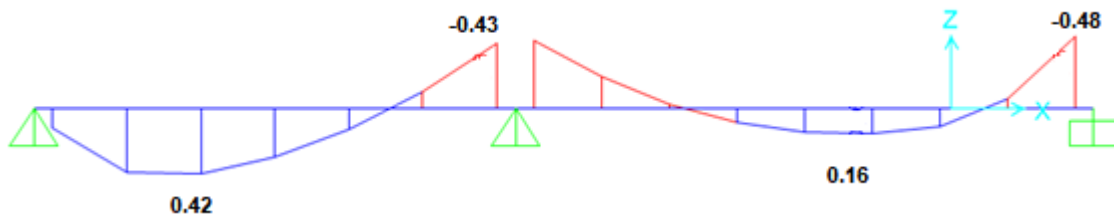
Carga Muerta	
Peso Propio	$2.4 \text{ ton/ m}^3 \times 0.20\text{m} \times 0.20\text{m} = 0.096 \text{ ton/m}$
Piso terminado	$0.10 \text{ ton/ m}^2 \times 0.20 \text{ m} = 0.020 \text{ ton/m}$
Peso del tabique	$1.35 \text{ ton/m}^3 \times (2.67-0.20) \text{ m} \times 0.15 \text{ m} = 0.50 \text{ ton/m}$
Carga viva	
Sobrecarga	$0.20 \text{ ton/ m}^2 \times 0.20\text{m} = 0.04 \text{ ton/m}$

Se analiza la viga chata como apoyado en sus dos extremos:

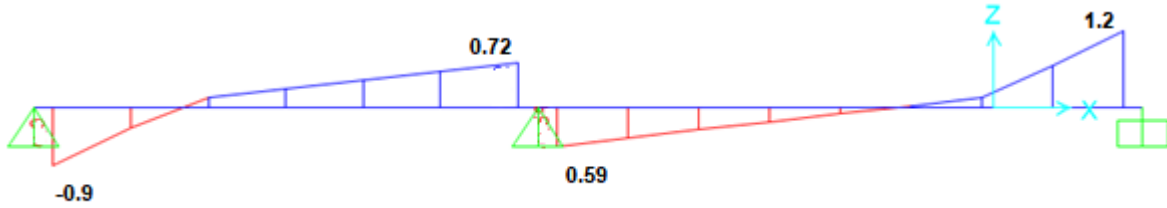


**Figura 3.10:** Modelo idealizado de la viga chata

**Diagrama de momentos flectores (ton-m)**



**Diagrama de fuerzas cortantes (ton)**



**Figura 3.11:** Diagrama de momentos flectores y cortantes de la viga chata

### Diseño

#### Acero mínimo

$$A_{s_{min}} = 0.7x \frac{\sqrt{210}}{4200} x 20x17 = 0,82 \text{ cm}^2$$

#### Diseño por flexión

- $Mu^+ = 0,42 \text{ tn} - m \rightarrow As^+ = 0,67 \text{ cm}^2$
- $Mu^+ = 0,16 \text{ tn} - m \rightarrow As^+ = 0,25 \text{ cm}^2$
- $Mu^- = 0,48 \text{ tn} - m \rightarrow As^- = 0,76 \text{ cm}^2$

Por lo tanto, será suficiente 2 aceros de 3/8" tanto en parte superior como en la inferior.

#### Diseño por corte

- $\phi Vc = 0.85x0.53x\sqrt{f'c}xbxd = 0.85x0.53x\sqrt{210}x20x17 = 2.22 \text{ tn}$
- $Vu = 1,2 \text{ tn}$

Como  $\phi Vc > Vu$  no se necesita aumentar el ancho de la viga chata.

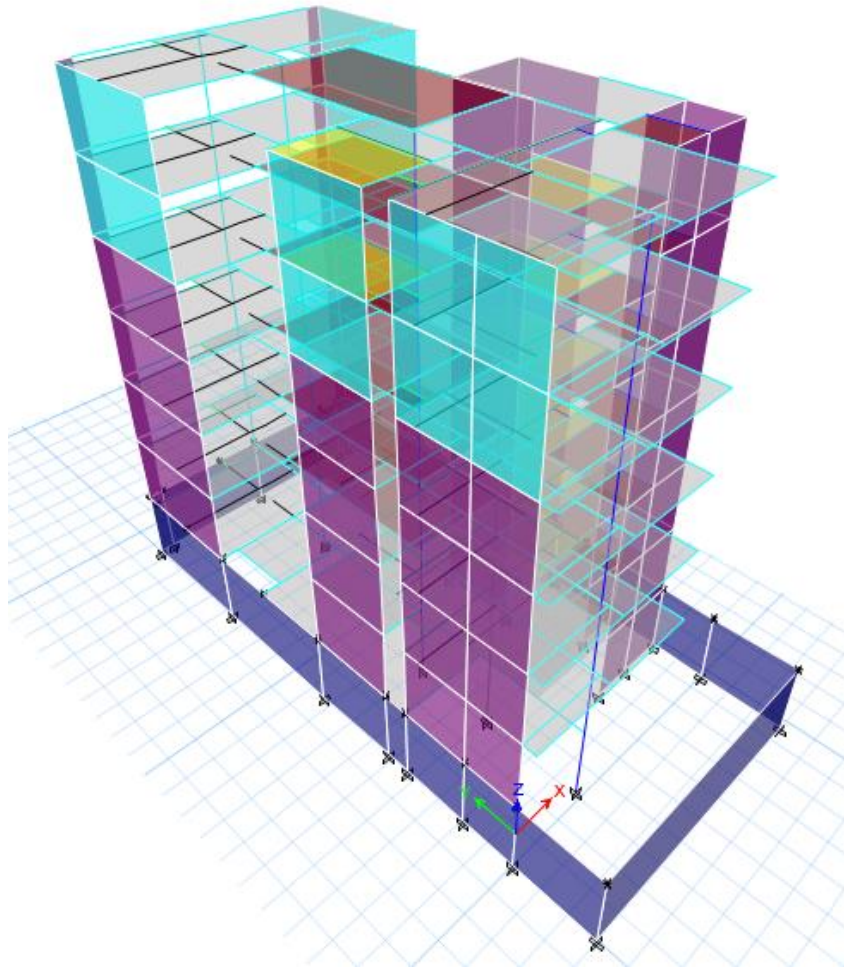
### **3.5. Análisis tridimensional del edificio**

Para obtener el análisis y diseño estructural del edificio se modeló el edificio en el programa Etabs. Se realizó el modelo en este programa por su simplicidad a la hora de realizar el análisis de los diferentes elementos estructurales del edificio tales como vigas, losas, columnas y placas.

En el modelo se consideró como elementos unidireccionales a las vigas y columnas. Mientras que a las placas como elementos bidireccionales. En el caso de losas aligeradas y macizas se considera

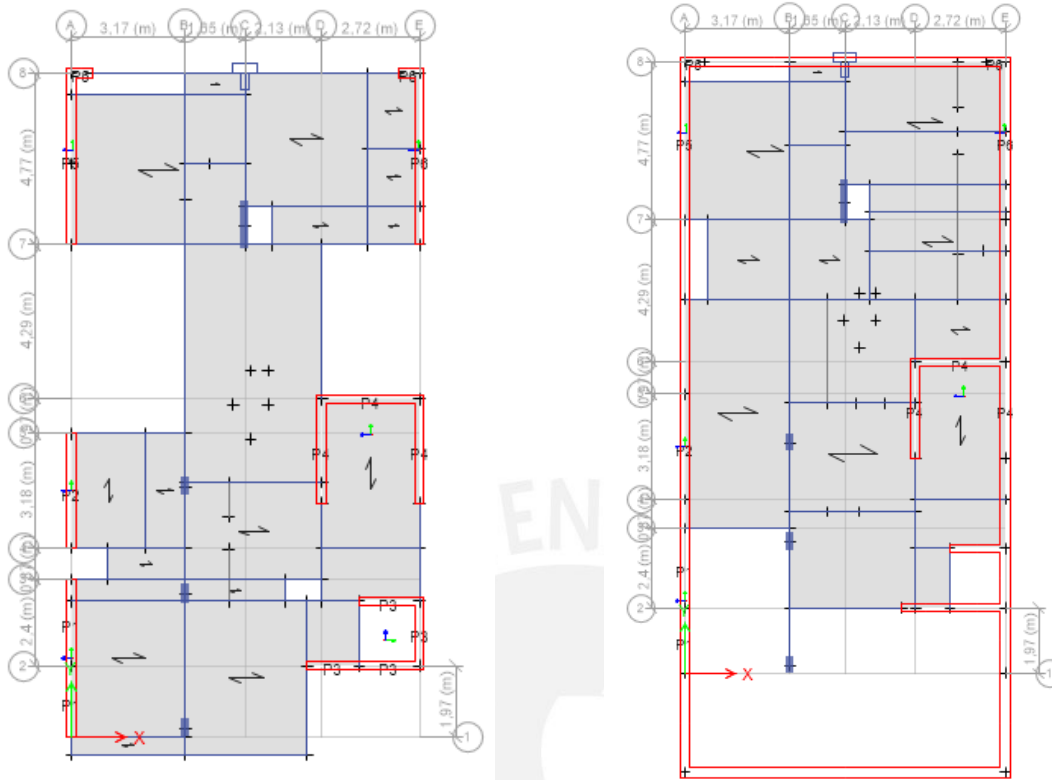
como elementos tipo membrana, con la finalidad de transmitir las cargas actuantes hacia las vigas y placas.

En la Figura 3.12 se muestra el modelo tridimensional y en la Figura 3.13 se muestra el modelo en planta del piso típico y la planta del semisótano.



**Figura 3.12:** Modelo tridimensional del edificio





**Figura 3.13:** Planta de piso típico (izquierda), Planta del semisótano (derecha)

## 4. ANÁLISIS SÍSMICO

### 4.1. Introducción

La finalidad de realizar el análisis sísmico es de poder estimar el comportamiento de una edificación ante un evento sísmico y por ende que la estructura no quede colapsada. Este análisis permite determinar las fuerzas y momentos producidos por las solicitaciones sísmicas. Según la Norma de Diseño Sismorresistente, se realizan dos tipos de análisis: estático y dinámico. Los requisitos establecidos por la norma de Diseño Sismorresistente permiten que la estructura tenga una adecuada rigidez, resistencia y ductilidad. Si los requisitos establecidos no cumplen, entonces se aumentarán los anchos, peraltes de los elementos estructurales.

La deriva máxima es uno de los requisitos principales que la norma exige para que la estructura tenga una adecuada rigidez en las direcciones X e Y. Otro de los requisitos es de la junta sísmica. La junta sísmica tiene como finalidad de disminuir la probabilidad de que dos edificaciones colindantes choquen entre sí.

El desarrollo del modelo tridimensional y análisis sísmico se realizan con el programa Etabs. El programa permite considerar tres grados de libertad por nivel: dos de traslación y uno rotacional. Además, se puede estimar el peso de la edificación de acuerdo a la Norma Sismorresistente mediante el peso de los elementos estructurales y no estructurales y cargas aplicadas.

## 4.2. Parámetros de sitio

La Norma de Diseño Sismorresistente establece los siguientes parámetros para el diseño sísmico:

- **FACTOR DE ZONA (Z):** El factor de zona es la aceleración máxima horizontal en un suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El proyecto se encuentra ubicado en Lima y por tanto le corresponde un factor de zona  $Z = 0.45$ .
- **FACTOR DE USO (U):** El factor de uso o importancia clasifica en categorías a cualquier estructura. El proyecto está destinado a viviendas por la cual le corresponde un factor de uso  $U=1$ .
- **FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA (C):** El factor de amplificación sísmica es el factor que amplifica la aceleración estructural respecto a la aceleración del suelo. Viene dado por las siguientes expresiones:

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

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

- **PARAMETRO DE SITIO (S,  $T_p$  y  $T_L$ ):** Como el proyecto se encuentra ubicado en Lima ( $Z=0.45$ ) y de acuerdo al Estudio de Mecánica de Suelos le corresponde un factor de suelo  $S_1=1$ ,  $T_p= 0.4$  s y  $T_L= 2.5$  s.

## 4.3 Análisis Dinámico del Edificio

La finalidad del análisis dinámico es que a partir de este análisis se obtiene los distintos modos de vibración de la estructura. Los modos de vibración dependen de la distribución de rigidez y masa del sistema estructural.

**Tabla 4.1:** Porcentaje de masa participativa MODAL X

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
MODAL X	1	0.530	0.7136	0.0003	0	0.7136	0.0003
MODAL X	2	0.336	0.0008	0.0016	0	0.7145	0.0002
MODAL X	3	0.299	0.0002	0.7003	0	0.7147	0.7022
MODAL X	4	0.111	0.1796	0.0002	0	0.8942	0.7024
MODAL X	5	0.070	0.0062	0.0062	0	0.9000	0.7086
MODAL X	6	0.060	0	0.1879	0	0.9000	0.8965
MODAL X	7	0.057	0	0.0055	0	0.9000	0.9020
MODAL X	8	0.054	0.0033	0	0	0.9037	0.9020
MODAL X	9	0.051	0.0438	0	0	0.9475	0.9020
MODAL X	10	0.036	0	0	0	0.9475	0.9020

**Tabla 4.2:** Porcentaje de masa participativa MODAL Y

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
MODAL Y	1	0.532	0.7128	0	0	0.7128	0.0001
MODAL Y	2	0.340	0.0019	0.0838	0	0.7147	0.0839
MODAL Y	3	0.295	0.0006	0.6177	0	0.7154	0.7015
MODAL Y	4	0.114	0.1739	0	0	0.8892	0.7015
MODAL Y	5	0.068	0.0108	0.0022	0	0.9001	0.7037
MODAL Y	6	0.060	0.0002	0.1925	0	0.9003	0.8962
MODAL Y	7	0.057	0	0.0055	0	0.9003	0.9017
MODAL Y	8	0.054	0.0059	0	0	0.9061	0.9017
MODAL Y	9	0.053	0.0402	0	0	0.9463	0.9018
MODAL Y	10	0.036	0	0	0	0.9463	0.9018

Se muestra que en la **Tabla 4.1** y la **Tabla 4.2** muestran los periodos y masas participativas para el caso de “MODAL X” y “MODAL Y “. En el caso de MODAL X se obtienen los valores a partir de una excentricidad accidental de 0.05 en la dirección X, mientras que en el caso de MODAL Y se obtienen los valores a partir de una excentricidad accidental de 0.05 en la dirección Y. En la **Tabla 4.1** y **Tabla 4.2** se observa que la suma de los principales modos tiene un porcentaje de masa participativa mayor al 90 %. Además, se tiene que los principales periodos en la dirección x, y son **0.530 y 0.340 segundos** respectivamente.

#### 4.4. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se obtiene mediante el producto de coeficiente básico de reducción y los factores de irregularidad.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

Según la Norma de Diseño Sismorresistente se tiene que el factor básico de reducción para muros estructurales es seis. La norma establece que si los muros reciben como mínimo un 70% de la cortante basal se utilizará  $R_0 = 6$ . En el proyecto se cuenta con muros estructurales en ambas direcciones según las siguientes tablas.

**Tabla 4.3:** Fuerza cortante en la dirección “X” y “Y”

CORTANTE PLACAS X	CORTANTE TOTAL X
185.55	189.20
% CORTANTE PLACAS	SISTEMA ESTRUCTURAL
98%	Muros

CORTANTE PLACAS Y	CORTANTE TOTAL Y
234.62	236.50

% CORTANTE PLACAS	SISTEMA ESTRUCTURAL
99%	Muros

#### 4.4.1. Análisis de irregularidades

La Norma de Diseño Sismoresistente E.030 establece criterios para clasificar qué tipos de irregularidades presenta una edificación. Estas irregularidades se presentan en altura y planta. A continuación, se muestra las irregularidades presentes en la edificación.

**Tabla 4.4:** Irregularidades en altura y planta

Irregularidad	Tipo	Dirección X	Dirección Y
		¿Presenta?	¿Presenta?
Ia=Altura	Irregularidad de Rigidez- Piso Blando	No	No
	Irregularidad de Resistencia-Piso Débil	No	No
	Irregularidad extrema de Rigidez	No	No
	Irregularidad extrema de Resistencia	No	No
	Irregularidad de Masa o Peso	No	No
	Irregularidad Geométrica Vertical	No	No
	Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	No	No
	Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	No	No
Ip= Planta	Irregularidad Torsional	No	No
	Irregularidad Torsional Extrema	No	No
	Esquinas Entrantes	Si	Si
	Discontinuidad del diafragma	No	No
	Sistemas no Paralelos	No	No

##### 4.4.1.1. Irregularidad de Rigidez-Piso blando

Existe irregularidad de rigidez cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga. (SENCICO, 2018).

**Tabla 4.5:** Rigidez lateral de edificio y verificación de piso blando.

	DIRECCION X			DIRECCION Y		
	K(Tn/m)	Primera condición	Segunda condición	K(Tn/m)	Primera condición	Segunda condición
Story06	16269.564	-	-	48509.479	-	-
Story05	29622.426	1.82	-	90176.553	1.86	-
Story04	40238.050	1.36	-	124743.679	1.38	-
Story03	52330.655	1.30	1.82	165291.707	1.33	1.88
Story02	70425.207	1.35	1.73	234017.597	1.42	1.85
Story01	132841.739	1.89	2.45	451770.403	1.93	2.59

En la Tabla 4.3 se muestra la relación entre rigidez entre el piso inferior con el superior o superiores, según sea el caso. Como se muestra en la tabla todos los valores presentan una relación mayor a 1, por lo que no se presenta irregularidad por piso blando.

#### 4.4.1.2. Irregularidad de Resistencia- Piso débil

Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato. (SENCICO, 2018)

Esta irregularidad se verifica al final del diseño según la resistencia obtenida. Se podría considerar que no se presenta irregularidad y al final de diseño corroborar el supuesto.

#### 4.4.1.3 Irregularidad de masa

Existe irregularidad de masa cuando el peso de un piso determinado es mayor que 1.5 veces el peso del piso adyacente. Este criterio no se aplica ni en azoteas ni en sótanos.

**Tabla 4.6:** Peso de entrepisos y análisis de irregularidad en masa

Nivel	Mass X	Mass Y	Peso X	Peso Y	Relacion entre pesos X	Relacion entre pesos Y
	tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf	tonf		
Story06	16.531	16.531	162.17	162.17	0.00	0.00
Story05	21.086	21.086	206.86	206.86	1.28	1.28
Story04	20.834	21.086	204.38	204.38	1.00	1.00
Story03	20.834	21.086	204.38	204.38	1.00	1.00
Story02	20.834	21.086	204.38	204.38	1.00	1.00
Story01	20.834	21.086	204.38	204.38	1.00	1.00

En la tabla anterior se observa que la relación entre pesos es menor a 1.5, por lo que no se presenta irregularidad en masa.

#### 4.4.1.4 Irregularidad geométrica vertical

Se cuenta con irregularidad geométrica vertical cuando en cualquiera de las dos direcciones en análisis la dimensión en planta de la estructura que resiste las solicitaciones de fuerzas laterales es mayor que 1.3 veces a la dimensión en planta del piso adyacente. Este criterio no se aplica ni en azoteas ni en sótanos. Como se observa la estructura presenta continuidad en altura. Por lo tanto, las dimensiones en planta se mantienen en altura. No existe irregularidad geométrica vertical en la estructura.

#### 4.4.1.5 Irregularidad de la discontinuidad de los sistemas resistentes

No se presenta irregularidad de este tipo, debido a que todos los elementos verticales estructurales presentan continuidad en toda su altura.

#### 4.4.1.6 Irregularidad Torsional

Existe irregularidad torsional cuando el desplazamiento máximo relativo en un extremo es mayor que 1.3 (ratio) veces los desplazamientos relativos promedio de los extremos del mismo entrepiso. Además, existe irregularidad torsional cuando el diafragma rígido tiene un desplazamiento relativo mayor al 50% del desplazamiento relativo permisible.

**Tabla 4.7:** Desplazamientos relativos y verificación de irregularidad torsional

	DIRECCION X			DIRECCION Y		
	Deriva	Primera condicion(ratio)	Segunda condicion(ratio)	Deriva	Primera condicion(ratio)	Segunda condicion(ratio)
Story06	0.006523	1.199	0.932	0.001994	1.017	0.28
Story05	0.006491	1.159	0.927	0.002022	1.023	0.29
Story04	0.006185	1.130	0.884	0.001987	1.037	0.28
Story03	0.00584	1.103	0.783	0.001810	1.053	0.26
Story02	0.004314	1.074	0.616	0.001456	1.089	0.21
Story01	0.002452	1.060	0.350	0.000828	1.124	0.12

Por lo tanto, no presenta irregularidad torsional.

#### 4.4.1.7 Irregularidad de esquinas entrantes

Existe irregularidad por esquinas entrantes cuando la estructura presenta dimensiones en las dos direcciones de análisis mayores al 20% de la dimensión total en planta.

**Tabla 4.8:** Análisis de irregularidad por esquinas entrantes

Nivel	DIRECCION X			DIRECCION Y		
	Dimension mayor(m)	Dimension menor(m)	Ratio	Dimension mayor(m)	Dimension menor(m)	Ratio
Story06	9.67	3.12	0.32	18.45	5.26	0.29
Story05	9.67	3.12	0.32	18.45	5.26	0.29
Story04	9.67	3.12	0.32	18.45	5.26	0.29
Story03	9.67	3.12	0.32	18.45	5.26	0.29
Story02	9.67	3.12	0.32	18.45	5.26	0.29
Story01	9.67	3.12	0.32	18.45	5.26	0.29

Como se observa en la Tabla 4.6 se tiene que la dimensión en la dirección de análisis presenta un porcentaje mayor al 20%. Para que haya irregularidad por esquinas entrantes debe haber un porcentaje mayor al 20% de la dimensión mayor en ambas direcciones. Dicho esto, se observa que se presenta irregularidad por esquinas entrantes.

#### 4.4.1.8 Irregularidad por discontinuidad del diafragma

La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta (SENCICO, 2018)

**Tabla 4.9:** Análisis de irregularidad por discontinuidad del diafragma

DIRECCION X						
Nivel	Area diafragma(m <sup>2</sup> )	Area abrupta(m <sup>2</sup> )	Long.transversal mayor(m)	Long.transversal menor(m)	Primera condicion(Ratio)	Segunda condicion(%)
Story06	159.84	23.58	9.86	4.02	14.75	40.77
Story05	159.84	23.58	9.86	4.02	14.75	40.77
Story04	159.84	23.58	9.86	4.02	14.75	40.77
Story03	159.84	23.58	9.86	4.02	14.75	40.77
Story02	159.84	23.58	9.86	4.02	14.75	40.77
Story01	159.84	23.58	9.86	4.02	14.75	40.77

Como se observa en la tabla anterior, no hay presencia irregularidad.

#### 4.4.1.9 Irregularidad por sistemas no paralelos

Existe irregularidad por sistemas no paralelos cuando en alguna de las direcciones en análisis de los elementos resistentes a las sollicitaciones de las fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica este criterio si los ejes de los pórticos o muros de corte forman ángulos menores que 30° o cuando alguno de estos presenta menos del 10% de la fuerza cortante del piso.

Como se observa en la planta de la estructura no se presenta sistemas no paralelos. Por tanto, no hay irregularidad por sistemas no paralelos.

#### 4.4.2 Coeficiente de Reducción(R)

La Norma de Diseño Sismoresistente castiga a toda estructura que tenga irregularidades tanto en altura como en planta. El proyecto presenta solo irregularidad de esquinas entrantes en ambas direcciones.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

$$R_x = 6 \cdot 1 \cdot 0.9 = 5.4$$

$$R_y = 6 \cdot 1 \cdot 0.9 = 5.4$$

#### 4.4 Peso Sísmico

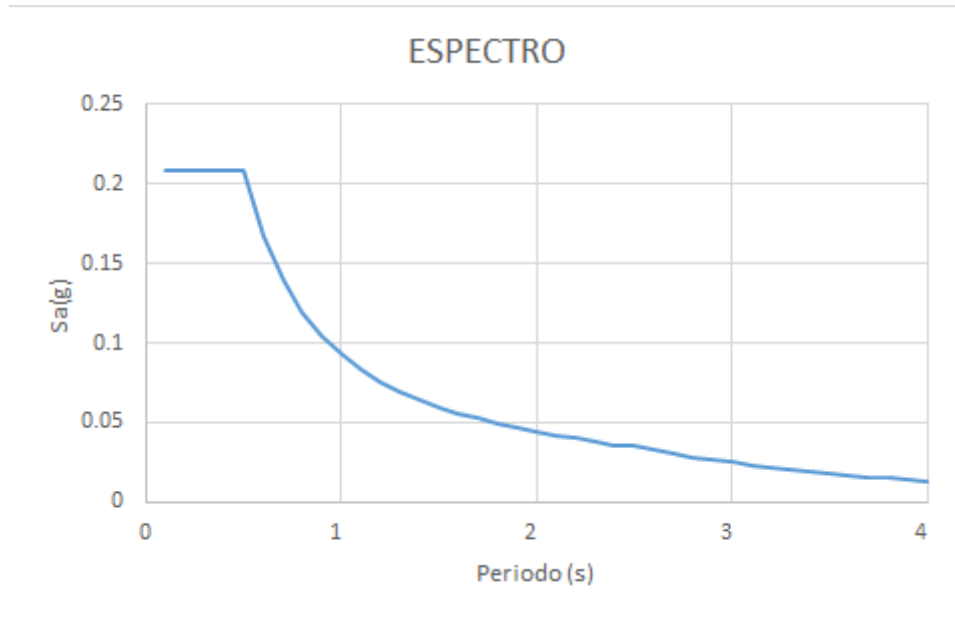
La norma de Diseño Sismoresistente estima el peso sísmico de una edificación según su categoría. Para una categoría C se estima el peso sísmico de la siguiente manera:

$$\text{Peso sismico} = \text{Carga Muerta} + 0,25 \cdot \text{Carga Viva}$$

#### 4.5 Espectro de Diseño

El espectro de diseño según los parámetros establecidos por la Norma de Diseño Sismoresistente es el siguiente:

$$S = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$



**Figura 4.1:** Espectro de la Norma de Diseño Sismoresistente

#### 4.6 Análisis Estático

El análisis estático permite que las cargas no varíen en el tiempo. Este análisis se realiza a partir de un modelo netamente traslacional en ambas direcciones, por lo que algunos valores que se obtienen de este modelo traslacional difieren de un modelo tridimensional. La cortante basal se puede estimar según lo estipulado por la norma de Diseño Sismoresistente con la siguiente fórmula:

$$V_{ESTATICO} = \frac{ZUCS}{R} \cdot Peso$$

Del inciso 4.4 tenemos que el peso de la estructura es de **1186.57 ton**. En tanto, los parámetros de sitio se sacaron del inciso 4.5. A continuación, se muestra la tabla donde se determina el cortante basal, cortante de diseño, cortante dinámico, y el factor de amplificación:



**Tabla 4.10:** Determinación de la cortante de diseño en el eje X

<b>Periodo (s)</b>	0.482
<b>Z</b>	0.45
<b>U</b>	1
<b>C</b>	2.07
<b>S</b>	1
<b>Tp</b>	0.4
<b>TL</b>	2.5
<b>Ro</b>	6
<b>la</b>	1
<b>lp</b>	0.9
<b>R</b>	5.4
<b>C/R</b>	0.38
<b>PESO(TON)</b>	1186.57
<b>V(TON)</b>	203.72
<b>Vdiseño(ton)</b>	183.35
<b>VDINAMICO(TON)</b>	161.39
<b>Factor de escala</b>	1.136
<b>% DISEÑO</b>	0.1725

**Tabla 4.11:** Determinación de la cortante de diseño en el eje Y

<b>Periodo (s)</b>	0.266
<b>Z</b>	0.45
<b>U</b>	1
<b>C</b>	2.5
<b>S</b>	1
<b>Tp</b>	0.4
<b>TL</b>	2.5
<b>Ro</b>	6
<b>la</b>	1
<b>lp</b>	0.9
<b>R</b>	5.4
<b>C/R</b>	0.46
<b>V(TON)</b>	246.042
<b>Vdiseño(ton)</b>	221.438
<b>VDINAMICO(TON)</b>	186.336
<b>Factor de escala</b>	1.188
<b>% DISEÑO</b>	0,208

## 4.8 Junta sísmica

La norma E.030 indica que debe calcularse la junta sísmica “s” entre dos estructuras adyacentes con la finalidad de evitar el contacto entre ellas durante el movimiento sísmico. La norma E.030 estima el valor “s” como el máximo de lo siguiente:

- $s > 2/3$  (la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes)
- $s > 3$  cm.
- $s > 0.006h = 0.006(17.22 \text{ m}) = 10$  cm

Además, se debe tener en cuenta que la distancia “s” no será menor a  $2/3$  del desplazamiento máximo calculado en el último techo ni menor que  $s/2$ . El desplazamiento máximo calculado en la azotea es de 7.5 cm en la dirección X y de 2.66 cm en la dirección Y. Entonces, el retiro de la edificación será de  $(2/3)(7.5) = 5$  cm. Por tanto, se considera una junta de 5 cm.

## 5. Diseño de Vigas

La principal función de una viga en una estructura es de poder transmitir las cargas de los elementos que reciben las cargas de gravedad (losas) hacia los elementos verticales (columnas y placas). Las placas, columnas y las vigas tienen la capacidad de absorber las cargas producidas por el sismo y además tienen la capacidad de reducir los desplazamientos laterales de la estructura. La norma E.060 en el capítulo 21 especifica ciertos criterios para el diseño de una viga bajo un comportamiento sísmico.

### 5.1. Análisis estructural de la viga

La norma E.060 permite idealizar la viga como parte de un pórtico. Este pórtico está compuesto de vigas y columnas empotradas en sus extremos. Como las vigas tienen un comportamiento sísmico se considera todas las combinaciones propuesta por la norma E.060.

$$CU = 1.4 CM + 1.7 CV$$

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

$$CU = 0.9(CM) \pm CS$$

Se analiza todas las combinaciones posibles y se obtiene una envolvente. Esta envolvente tiene la finalidad de tomar los valores máximos de cada combinación. Para el modelo estructural idealizado se analiza las cortantes y momentos de la viga.

### 5.2. Diseño por flexión

Luego de realizar el análisis estructural se procede a realizar el diseño por flexión. Con las combinaciones más críticas se realiza el diseño. La norma E.060 establece las cuantías mínimas y máximas para vigas:

$$As_{min} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{fy}$$

$$As_{max} = 0.75 \cdot \rho_{bal} b \cdot d$$

La norma E.060 comenta ciertos criterios para el correcto armado de una viga:

- Las vigas tendrán un refuerzo continuo de al menos dos barras tanto en el refuerzo superior como el refuerzo inferior. Además, con un área de acero instalado no menor al  $A_{s_{min}}$ .
- No se deben realizar empalmes en la zona de confinamiento. La zona de confinamiento tiene una longitud de 2 veces el peralte de la viga.
- En las caras de la viga el momento nominal positivo debe ser mayor a la tercera parte del momento nominal negativo de esa misma cara. Además, en cualquier sección de la viga se debe cumplir que el momento nominal positivo o negativo debe ser mayor o igual a la cuarta parte del momento nominal máximo negativo.

### 5.3. Diseño por corte

Las losas son capaces de resistir las fuerzas cortantes. Sin embargo, el concreto de las vigas no puede resistir la fuerza cortante, por lo que debe ser confinado con estribos. La sección tiene una resistencia al corte que es la suma del aporte de la resistencia del concreto y la resistencia del acero. El aporte de la resistencia del concreto se calcula con la siguiente fórmula:

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

Mientras que el aporte de la resistencia del acero viene dado por la siguiente fórmula:

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

Donde:

- $b$ : es el ancho de la viga
- $d$ : es el peralte efectivo de la viga
- $A_v$ : es el área de las ramas del estribo
- $s$ : es el espaciamiento entre los estribos

Como se dijo, anteriormente, el aporte de la resistencia del concreto y acero debe ser mayor a la resistencia del corte, entonces se tiene que:

$$\phi V_n \geq V_u$$

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

Se tiene que  $V_u$  es la cortante última de la sección. La cortante última de la sección se halla a una distancia igual al peralte efectivo de la cara de un extremo de la viga. Después de realizar un análisis se tiene la cortante última y el aporte de la resistencia al cortante del concreto. Por lo tanto, se obtendrá, el aporte de la resistencia del acero y el espaciamiento entre los estribos.

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

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

Se debe verificar que el aporte de la resistencia al corte del acero sea menor a  $2.1\sqrt{f'c} b d$ . Esta recomendación de la norma permite que la sección de la viga controle sus fisuraciones y así evitar la falla prematura.

La norma E.060 estipula algunas disposiciones en el Capítulo 21 de la norma de Concreto Armado para vigas con diseño sísmico:

- La fuerza cortante última de diseño de la sección de la viga no será mayor al menor valor obtenido de:
  - La suma de los momentos nominales obtenidos con los aceros instalados entre luz libre más la cortante estática. Las cargas de gravedad serán escaladas por un factor de 1.25 según la recomendación de la norma E.060.
  - El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga amplificando la carga de sismo por 2.5.
- Los extremos de la sección de la viga deberán estar confinados por estribos. La zona de confinamiento tendrá una longitud mínima a dos veces el peralte de la sección de la viga. El primer estribo de la zona de confinamiento estará situada a una distancia máxima de 10 cm medida desde la cara de la viga. El espaciamiento de la zona de confinamiento no será mayor al menor de:
  - $d/4$ , pero no menor a 15 cm.
  - Diez veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
  - 24 veces el diámetro del estribo
  - 30 cm
- Los estribos no tendrán un espaciamiento mayor a la mitad del peralte de la viga.

## 5.4. Ejemplo de diseño de viga peraltada

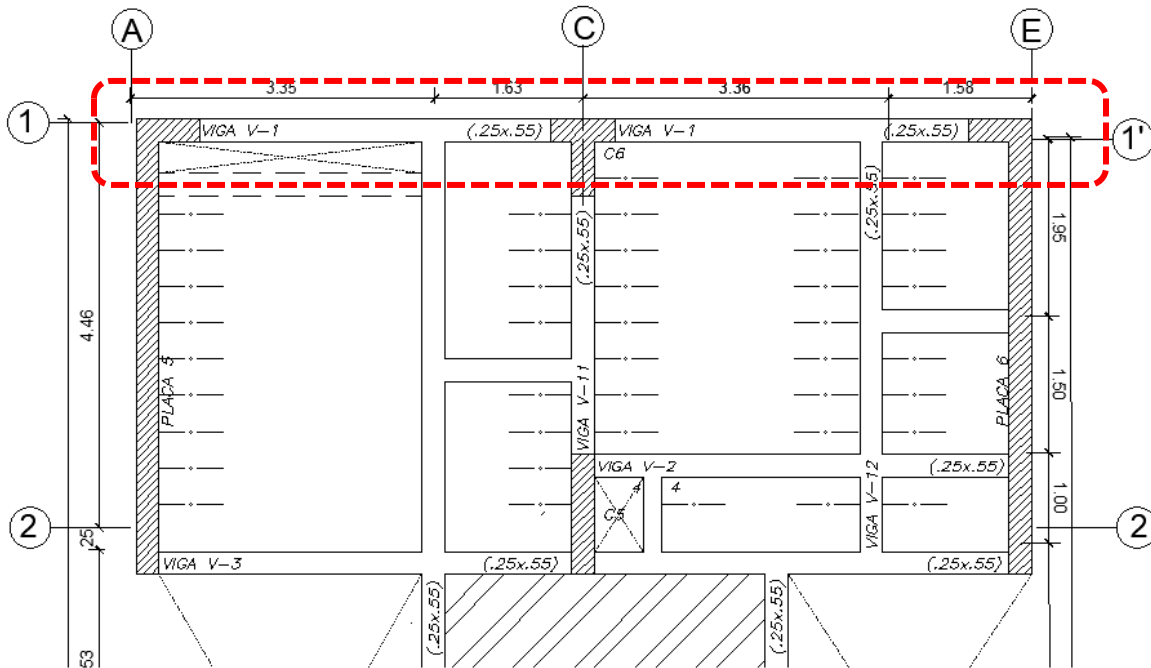
### 5.4.1. Diseño de la Viga V-1

#### Metrado de cargas

Para el metrado de cargas solo se considera el peso propio y la carga proveniente de la tabiquería. La carga por piso terminado y sobrecarga no se considera, porque hay tabiquería encima de la viga. A continuación, se muestra el metrado correspondiente y en la Figura 5.1 se muestra la ubicación de la viga:

**Tabla 5.1:** Metrado de cargas de la viga

Peso propio(ton)	$2.4 \cdot 0.25 \cdot 0.55 = 0.33 \text{ ton}$
Peso tabiquería(ton)	$1.35 \cdot 0.15 \cdot (2.67 - 0.55) = 0.429 \text{ ton}$
Carga Muerta(ton)	$0.33 + 0.572 = 0.902 \text{ ton}$



**Figura 5.1:** Ubicación de la viga a analizar

#### Calculo de la cuantía mínima

La viga cuenta con un ancho de 25 cm y un peralte de 55 cm. Mientras que  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ . Entonces, se tiene que el acero mínimo, acero positivo y negativo, es:

$$A_{s_{min}} = 0,7 \cdot \frac{\sqrt{210}}{4200} \cdot 25 \cdot 46 = 2.78 \text{ cm}^2$$

#### Calculo de la cuantía balanceada

Para el cálculo de la cuantía balanceada se debe cumplir lo siguiente:

$$A_{sb} = 0,75 \cdot A_{s_{max}}$$

Además, para  $\epsilon_{cu} = 0.003$  y  $\epsilon_s = 0.0021$  se tiene que:

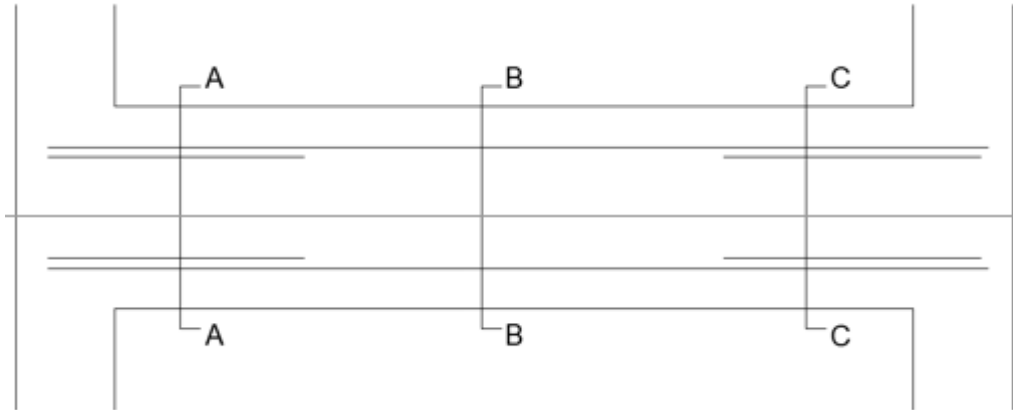
$$\frac{c}{\epsilon_{cu} = 0.003} = \frac{d - c}{\epsilon_s = 0.0021}$$

$$\frac{c}{d} = 0.588$$

Por lo tanto:

$$c = 0.588 \cdot 46 = 27,05 \text{ cm}$$

$$a = 0,85 \cdot 27,05 = 23 \text{ cm}$$



**Figura 5.2:** Secciones de la viga

Se procede a calcular la cuantía máxima, a partir del acero realmente colocado, este es un cálculo posterior luego del diseño; sin embargo, se decidió colocarlo como primer paso. Entonces:

Si consideramos la cuantía máxima para la sección A:

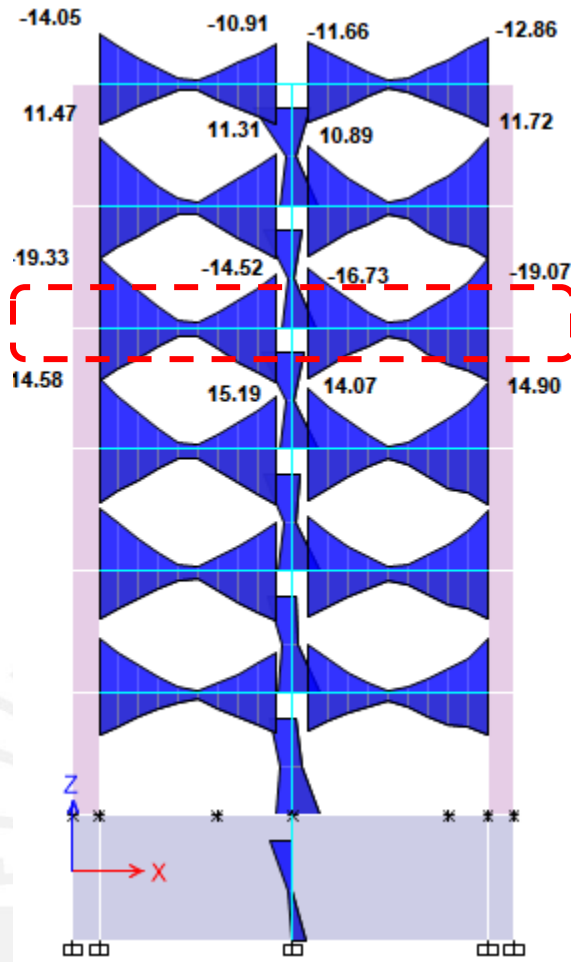
$$A_{smax+} = \frac{0,75 \cdot (0,85 \cdot 210 \cdot 25 \cdot 23) + (4 \cdot 2,84 + 1 \cdot 2) \cdot (2 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,003(27,05 - 6)}{27,05})}{4200}$$

$$= 31,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax-} = \frac{0,75 \cdot (0,85 \cdot 210 \cdot 25 \cdot 23) + 4 \cdot 2,84 \cdot (2 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,003(27,05 - 6)}{27,05})}{4200} = 29,69 \text{ cm}^2$$

#### Diseño por flexión

Para las combinaciones de carga empleadas se realizó una envolvente con la finalidad de obtener los máximos para cada caso.



**Figura 5.3:** Diagrama de envolvente de momento flector (ton-m)

Se toma como ejemplo la viga del cuarto nivel que es el piso más crítico con un momento último negativo de 19.33 y 14.52 ton-m que corresponde a la sección A y C respectivamente (Figura 5.1) y momento ultimo positivo de 14,58 y 15,19 ton-m que corresponde a la sección A y C respectivamente (Figura 5.1). Lo mismo se aplica para el segundo tramo de la viga. Se debe cumplir que el momento nominal debe ser mayor o igual al momento requerido:

$$\phi Mn \geq Mu$$

Por tanto, el momento nominal será:

$$Mn = \frac{19.33}{0.9} = 17.40 \text{ ton} - m$$

Se procede ahora a calcular el bloque de compresiones:

$$0.85 \cdot 210 \cdot 25 \cdot a \cdot \left(46 - \frac{a}{2}\right) = 17.40 \cdot 10^5$$

$$a = 12.04 \text{ cm}$$

Luego, se obtiene el acero requerido para el diseño:

$$A_s = \frac{0.85 \cdot 210 \cdot 25 \cdot 12.04}{4200} = 12.79 \text{ cm}^2$$

A continuación, muestra una tabla resumen de las solicitaciones:

**Tabla 5.2:** Acero requerido de la viga

Momento último	Momento actuante último (Tn-m)	Bloque de compresiones (cm <sup>2</sup> )	Acero requerido (cm <sup>2</sup> )
Mu-(izq. Arriba)	19.33	12.04	12.79
Mu+(izq. Abajo)	14.58	8.72	9.26
Mu- (dere. Arriba)	14.52	8.68	9.22
Mu+ (dere. Abajo)	15.19	9.13	9.70

#### Diseño por corte

Para el diseño por corte se debe cumplir que la resistencia del concreto debe ser mayor que la cortante última. La cortante última será la cortante obtenida a una distancia igual al peralte medida desde la cara de la viga:

$$\phi V_c \geq V_u$$

La cortante última de análisis obtenida es de 10,53 toneladas. Mientras que el cortante por capacidad viene dado por:

$$V_u = \frac{M_{niz} + M_{nder}}{L_n} + V_{estatica} = 10.46 \text{ ton}$$

Donde  $M_n$  es la resistencia nominal del acero realmente colocado y  $V_u$  estática es la cortante estática considerando los momentos resistentes nominales antes mencionados.

Como la cortante por capacidad es menor que la cortante última de análisis, entonces la cortante de diseño será de 10.53 tn.

Por tanto, la cortante del concreto será:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 46 = 7.51 \text{ ton}$$

Como  $\phi V_c \leq V_u$  entonces se tiene que cumplir que:

$$\phi V_n \geq V_u$$

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



$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Reemplazando valores se tiene que la resistencia al corte que aporta el acero es:

$$V_s = \frac{10.53 - 7.51}{0.85} = 3.56 \text{ ton}$$

Con la resistencia que aporta el acero se procede a calcular el espaciamiento de los estribos:

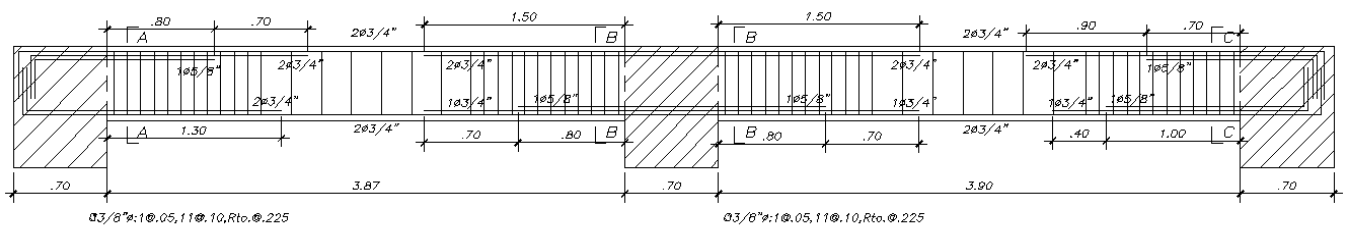
$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{(2 \cdot 0.71) \cdot 4.2 \cdot 46}{3.56} = 77,16 \text{ cm}$$

Según el capítulo 21 de la norma E.060 el primer estribo debe estar a una distancia no mayor de 10 cm de la cara de la viga, La zona de confinamiento debe tener una distancia mínima de dos veces el peralte de la viga. Además, se tiene que el espaciamiento no deberá ser mayor a dos veces el peralte efectivo de la viga en la zona de confinamiento. El espaciamiento de la viga en la zona confinada no deberá exceder al menor de los siguientes:

- $\frac{46}{4} = 11.5 \text{ cm}$
- $10 \cdot \frac{5}{8} \cdot 2,54 = 15,875 \text{ cm}$
- $24 \cdot \frac{3}{8} \cdot 2,54 = 22,86 \text{ cm}$
- 30 cm

Por tanto, el espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento será de 10 cm y en la zona no confinada el espaciamiento será de 22.5 cm.

A continuación se muestra el armado de la viga:



VIGA V-1 (.25x.55)

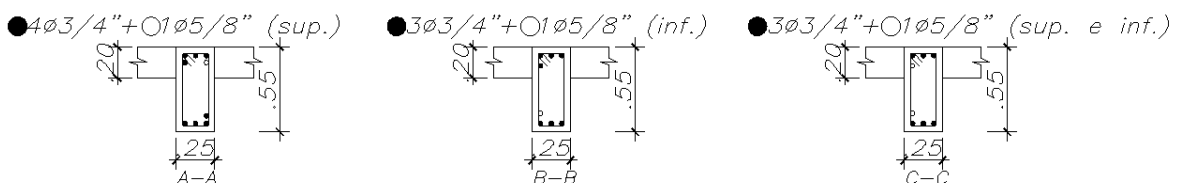


Figura 5.4: Detalle y armado de la viga

### Verificación de deflexiones

La viga cuenta con una luz de 4 metros aproximadamente. Según la tabla 9.1 de la norma E.060 se toma la siguiente expresión:

$$h_{min} = \frac{4}{16} = 0.25 \text{ m}$$

La viga cuenta con un peralte de 0.55 metros por lo tanto no será necesario hacer el cálculo para deflexiones, de acuerdo a la tabla 9.1 de la norma E.060 y además de que la viga solo resiste su propio peso y de la tabiquería.

### Control de fisuraciones

Para verificar el control de fisuraciones el valor de Z debe ser menor a 26000 kg/cm<sup>2</sup>.

**Tabla 5.3:** Control de fisuraciones

	SECCIÓN		
	A	B	C
b(cm)	25	25	25
h(cm)	55	55	55
d(cm)	49	49	49
As(cm <sup>2</sup> )	13.36	5,68	13.36
Ms(ton-m)	4.55	0	1.9
ys(cm)	8	6	8
N° Barras	5	2	4
Fs(kg/cm <sup>2</sup> )	882.63	0	343.52
Act(cm <sup>2</sup> )	80	150	100
dc(cm)	6	6	6
Z(kg/cm <sup>2</sup> )	6440.98	0	2897.33

Se observa que en todos los casos el factor Z es menor a 26000 kg/cm<sup>2</sup>.

## **6. Diseño de Columnas**

Las columnas son elementos verticales capaces de resistir las cargas provenientes de la misma estructura y, además, de las cargas de sismo. Debido a que el proyecto cuenta con placas en ambas direcciones, estas se encargaran de recibir gran parte de las solicitaciones. Las columnas recibirán menores cargas axiales que las placas, además de que estas recibirán mayor momento.

El diseño de las columnas es por flexo-compresión. Esto quiere decir que las columnas recibirán tanto cargas axiales como momentos flectores. El diseño por flexo-compresión consiste en generar un diagrama de interacción con la finalidad de que todas las solicitaciones ya factorizadas se encuentren dentro de este diagrama.

Luego de realizar el diseño por flexo-compresión se procede a realizar el diseño por corte y el espaciamiento según los requerimientos de la norma E.060 para que la columna tenga una falla dúctil en lugar de una falla frágil.

### 6.1. Análisis Estructural

En análisis de las columnas consiste en obtener las distintas cargas que actúan sobre ella. Las cargas de gravedad y cargas de sismo serán factorizadas según lo recomendado por la norma E.060:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$CU = 0.9CM \pm CS$$

A diferencia de las vigas, las columnas estudian cada caso de combinación (sin recurrir a una envolvente). Las columnas reciben momentos flectores en ambas direcciones por lo que será necesario hacer el análisis por separado.

### 6.2. Metrado de cargas

Para el metrado de carga muerta de las columnas se considera el peso del aligerado, vigas y tabiques. Mientras que para el metrado de carga viva la Norma E.020 establece una reducción de carga viva según la siguiente expresión:

$$L_r = L_o \cdot \left(0,25 + \frac{4,6}{\sqrt{A_i}}\right)$$

$$A_i = K \cdot A_t$$

Donde:

- $L_r$ : Carga viva reducida
- $L_o$ : Carga viva sin reducir
- $A_i$ : Área de influencia
- $A_t$ : Área tributaria
- $K$ : Factor de carga viva

### 6.3. Diseño por Flexo-compresión

El diagrama de interacción depende principalmente de las propiedades de la columna, sección y el acero instalado. La norma E.060 establece una cuantía mínima de 1% y una cuantía máxima de 6%. Para realizar el diagrama de interacción se trabaja con la cuantía mínima y verificar que las solicitaciones se encuentren dentro del diagrama. En caso las solicitaciones no se encuentren dentro del diagrama de interacción, se procede a aumentar la cuantía o la sección de la columna. Las solicitaciones son las combinaciones de carga ya mencionadas.

### 6.4. Diseño por corte

#### 6.4.1. Diseño por resistencia

La resistencia al corte del concreto y acero debe ser capaz de resistir la fuerza cortante que recibe el elemento estructural. La resistencia al corte del concreto en compresión se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = \phi \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \left(1 + \frac{Nu}{140 \cdot Ag}\right) \cdot b \cdot d$$

Donde:

- $\phi$ : Factor de reducción por corte = 0,85
- Nu: Carga axial
- Ag: Área de la sección bruta

Mientras que la resistencia al corte del acero y el espaciamiento se calcula con la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c$$

$$s = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{V_s}$$

#### 6.4.2. Diseño por capacidad

La edificación al ser una estructura de muros de corte se diseñará por capacidad, según el capítulo 21 de la norma E.060 Concreto Armado. El diseño por capacidad consiste en que la columna tenga una falla dúctil en vez de una falla frágil, debido a que el elemento estructural tendrá resistencia necesaria para garantizar tal comportamiento. La fuerza cortante se obtiene según la siguiente expresión:

$$Vu = \frac{Mni + Mns}{hn}$$

Donde:

- Mns, Mni: Momentos nominales según a los aceros colocados.
- hn: Altura libre de la columna

En el capítulo 21 de la norma E.060, la carga de sismo es amplificada por 2,5. La combinación solo será afectada para fuerzas cortantes:

$$CU = 1,25 \cdot (CM + CV) \pm 2,5 \cdot CS$$

$$CU = 0,9CM \pm 2,5 \cdot CS$$

En el mismo capítulo 21 la norma establece los requisitos mínimos para el armado de las columnas.

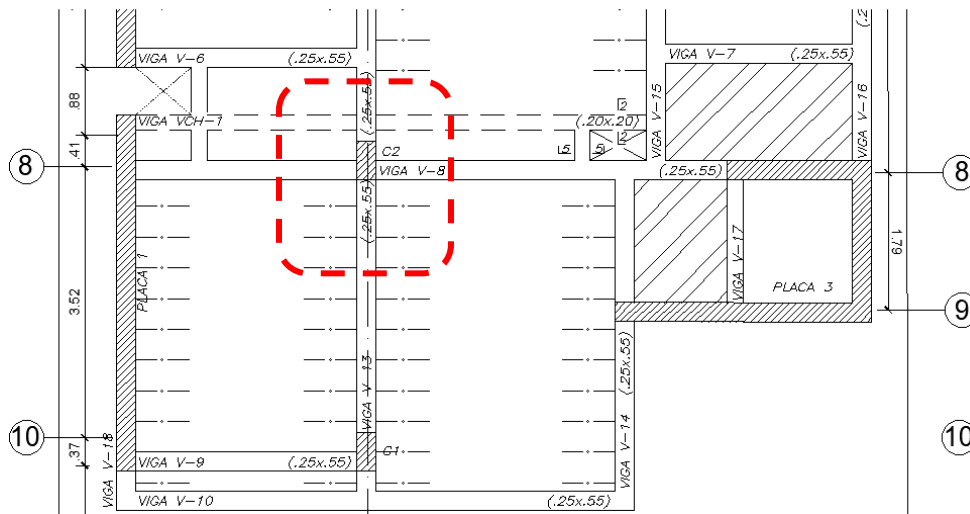
- Longitud de confinamiento: La longitud de confinamiento no será menor al mayor de:
  - hn/6
  - La máxima dimensión de la columna
  - 50 cm
- Espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento: El espaciamiento de los estribos no será mayor al menor de:
  - 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
  - La menor dimensión de la columna
  - 10 cm

- Espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento: El espaciamiento de los estribos no será mayor al menor de:
  - 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
  - 48 veces el diámetro de la barra de estribo
  - La menor dimensión de la columna
  - 30 cm
- Espaciamiento de los estribos en el nudo: El espaciamiento no será mayor que el menor de:
  - $S_{max} = \frac{Av \cdot fy}{0,2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw}$
  - $S_{max} = \frac{Av \cdot fy}{3,5 \cdot bw}$
  - 15 cm

## 6.5. Ejemplo de Diseño

### 6.5.1. Diseño de columna C2

Como ejemplo de diseño se toma la columna C2 que encuentra en el eje 8 y eje B, como se muestra en la Figura 6.1.



**Figura 6.1:** Columna en análisis

#### 6.5.1.1. Metrado de Cargas

A continuación, se muestra la tabla de metrado de la columna C2:

**Tabla 6.1:** Metrado manual

Área Columna	(0.25)(0.50)	0.125
Área de la losa	3.64+1.59+0.39+2.88+3	11.5

	Solicitud	Operación	Sub Total(ton)
Azotea	Carga muerta	$(11.5 - 0.125) \cdot 0.4$	4.55
	Carga viva	$(11.5 - 0.125) \cdot 0.1$	1.1375
	Tabique		0
	Vigas	$(6.55) \cdot 2.4 \cdot 0.25 \cdot 0.55$	2.1615
5to piso	Carga muerta	$(11.5 - 0.125) \cdot 0.4$	4.55
	Carga viva	$(11.5 - 0.125) \cdot 0.4$	2.275
	Tabique		1.7
	Vigas	$(6.55) \cdot 2.4 \cdot 0.25 \cdot 0.55$	2.1615
Piso típico	Carga muerta	$(11.5 - 0.125) \cdot 0.4 \cdot 4$	18.2
	Carga viva	$(11.5 - 0.125) \cdot 0.2 \cdot 4$	9.1
	Tabique	$(1.095 + 0.875) \cdot 4$	7.88
	Vigas	$(6.55) \cdot 2.4 \cdot 0.25 \cdot 0.55 \cdot 4$	8.646
Sótano	Carga muerta	$(9.75 - 0.125) \cdot 0.4$	3.85
	Carga viva	$(9.75 - 0.125) \cdot 0.2$	1.925
	Tabique	$(2.5625) \cdot 1.8 \cdot 0.15 \cdot 2.47$	1.7089
	Vigas	$(4.31) \cdot 2.4 \cdot 0.25 \cdot 0.55$	1.4223
	Peso propio	$(2.67 \cdot 7) \cdot 2.4 \cdot 0.25 \cdot 0.5$	5.607

Se tiene 6 losas y una azotea por lo que el resultado del metrado manual se muestra en la siguiente tabla:

**Tabla 6.2:** Resultado final

Caso	Carga axial(ton)
Muerta	62.44
Viva	14.44

Si comparamos los resultados obtenidos de forma manual con los resultados de Etabs obtenemos una ligera discrepancia con respecto a la sobrecarga. Mientras que en el caso de la carga muerta hay una diferencia más considerable. Esto se debe a la distribución de la tabiquería que se muestra en planta. A continuación, se muestra la tabla de metrados del programa Etabs:

**Tabla 6.3:** Metrado del Etabs

Caso	Carga axial(ton)
Muerta	79.288
Viva	14.4664

Finalmente, se decide trabajar con las cargas obtenidas del Etabs.

En la siguiente tabla se muestra las cargas muertas, vivas y sismo en cada dirección:

**Tabla 6.4:** Solicitaciones debido a distintas cargas

BOTTOM		TOP	
CASO	P(ton)	CASO	P(ton)
CM	79,288	CM	78,562
CV	14,4664	CV	14,4664
SX	-3,3044	SX	-3,3044
SY	-2,0759	SY	-2,0759

En la siguiente tabla se muestra las combinaciones de carga:

**Tabla 6.5:** Combinación de cargas

		COMBINACIONES					
DIRECCION	COMBINACION	P(ton)	Vx(ton)	Vy(ton)	Mx(ton-m)	My(ton-m)	
BOTTOM	X	1.4CM+1.7CV	135,59608	0,1227	-0,12118	-0,09854	0,10399
		1.25(CM+CV)+SX	113,8886	-0,3402	-0,2797	-0,227475	-0,28805
		1.25(CM+CV)-SX	120,4974	0,5532	0,0857	0,069725	0,46855
		0.9CM+SX	73,6636	-0,38028	-0,21492	-0,17479	-0,32205
		0.9CM-SX	74,6636	0,51312	0,15048	0,12241	0,43455
	Y	1.4CM+1.7CV	135,59608	0,1227	-0,12118	-0,09854	0,10399
		1.25(CM+CV)+SY	115,1171	0,0556	-0,8063	-0,655775	0,04715
		1.25(CM+CV)-SY	119,2689	0,1574	0,6123	0,498025	0,13335
		0.9CM+SY	69,2833	0,01552	-0,74152	-0,60309	0,01315
		0.9CM-SY	73,4351	0,11732	0,67708	0,55071	0,09935
TOP	X	1.4CM+1.7CV	134,57968	0,1227	-0,12118	0,16787	-0,16604
		1.25(CM+CV)+SX	112,9811	-0,3402	-0,2797	0,387675	0,460275
		1.25(CM+CV)-SX	119,5899	0,5532	0,0857	-0,118925	-0,748525
		0.9CM+SX	73,0102	-0,38028	-0,21492	0,29794	0,51449
		0.9CM-SX	74,0102	0,51312	0,15048	-0,20866	-0,69431
	Y	1.4CM+1.7CV	134,57968	0,1227	-0,12118	0,16787	-0,16604
		1.25(CM+CV)+SY	114,2096	0,0556	-0,8063	1,117875	-0,075225
		1.25(CM+CV)-SY	118,3614	0,1574	0,6123	-0,849125	-0,213025
		0.9CM+SY	68,6299	0,01552	-0,74152	1,02814	-0,02101
		0.9CM-SY	72,7817	0,11732	0,67708	-0,93886	-0,15881

### 6.5.1.2. Diseño por flexo-compresión

El diagrama de interacción es realizado con la ayuda del programa Etabs, debido a que considera más puntos para realizar el diagrama. Para obtener el diagrama se empezó con una cuantía mínima de 1%. Para lograr esto se tuvo que empezar con 4 varillas de 5/8" más 4 varillas de 1/2" y con una sección de 0.25 x 0.50 m. El análisis se hará en las dos direcciones y en cada diagrama está presente las

combinaciones pertenecientes a cada dirección. A continuación, se muestra el diagrama de interacción resultante para las dos direcciones:

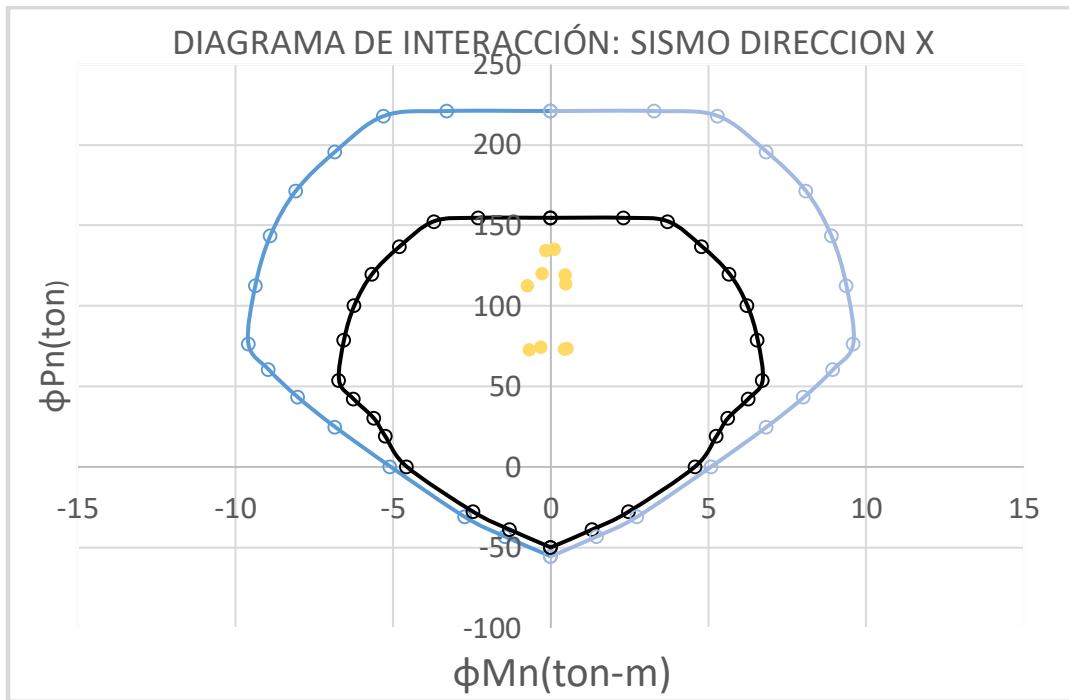


Figura 6.2: Diagrama de interacción M33

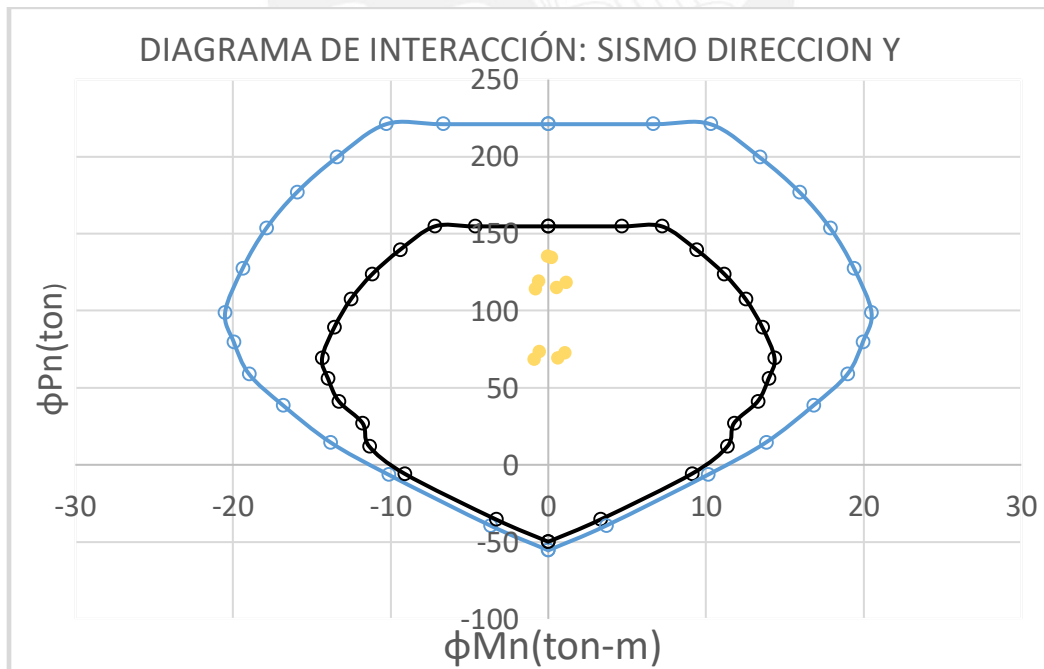


Figura 6.3: Diagrama de interacción M22



En los dos diagramas se observa que las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama, por lo que la primera iteración es satisfactoria. Por lo tanto, ahora queda verificar el diseño por corte para una cuantía de 1,05%. El valor de phi es 0.7 para la zona de compresión, 0.9 para la zona de tracción y el valor de phi varia linealmente en la zona de transición.

### 6.5.1.3. Flexión biaxial

Una vez finalizado la flexión uniaxial se procede a verificar la flexión biaxial para dar por finalizado el diseño por flexocompresion. Se escoge la combinación “1.25(CM+CV) +Sy”, pues presenta mayor momento. Se tiene lo siguiente:

$$Pu = 114.21 \text{ tn}$$

$$\phi Pnx = 154.72 \text{ tn}$$

$$\phi Pny = 154.72 \text{ tn}$$

$$\phi Pno = 135.6 \text{ tn}$$

$$Pu_{max} = \left( \frac{1}{\phi Pnx} + \frac{1}{\phi Pny} - \frac{1}{\phi Pno} \right)^{-1} = \left( \frac{1}{154.72} + \frac{1}{154.72} - \frac{1}{135.6} \right)^{-1} = 180.12 \text{ ton}$$

Se verifica el diseño por flexión biaxial, pues Pu es menor que Pu<sub>max</sub>. Por tanto, se da por terminado el diseño por flexocompresion.

### 6.5.1.4. Diseño por corte

El diseño por corte se hará según lo requerimientos de la norma E.060 en el capítulo 21 acápite 21.4.3. En el acápite se menciona que la carga proveniente del sismo se amplifica por 2.5. A continuación se muestra la tabla de combinaciones de carga:

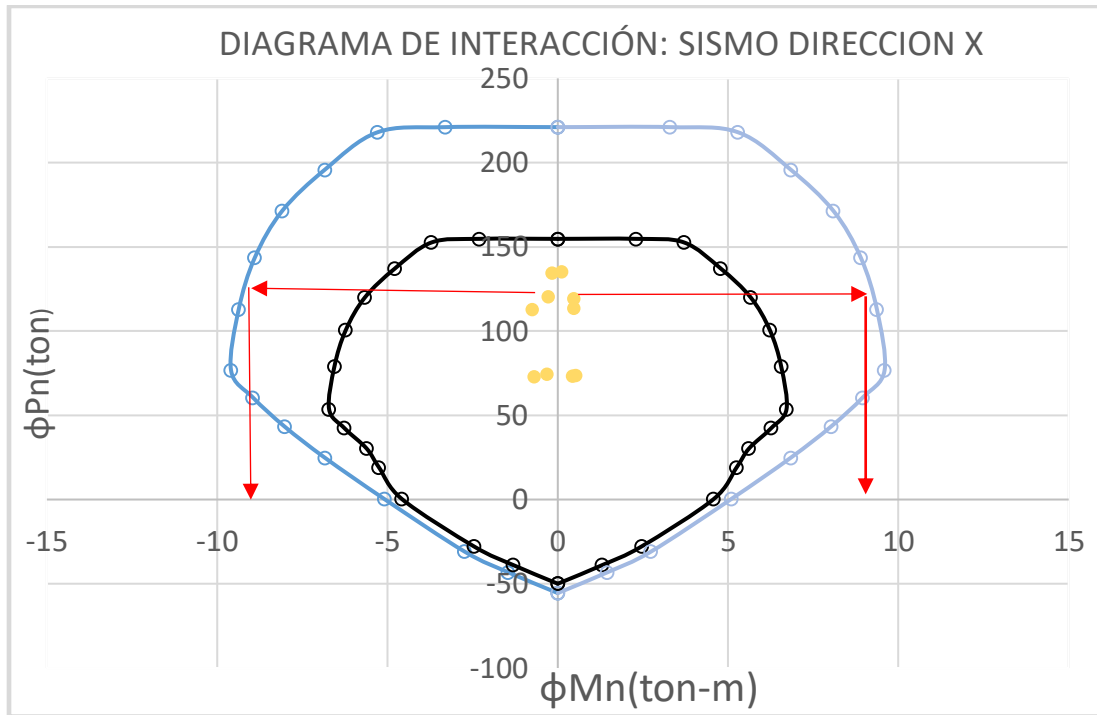
Dirección X-X

**Tabla 6.6:** Combinación debido a sismo

CASO	V2(ton)	V3(ton)
1.25(CM+CV)+2.5*SX	1.1081	1.2404
1.25(CM+CV)-2.5*SX	-1.0027	-0.4018

Se observa que la cortante máxima para la dirección X-X (eje local 2) es de 1.1081 toneladas.

Para el diseño por capacidad se toma la combinación que me genere mayor momento nominal. Los momentos nominales que se obtienen corresponden tanto a la base como a la parte superior de la columna en dicho nivel. Según se muestra en la gráfica:



**Figura 6.4:** Obtención del momento nominal

Por lo que la cortante última se obtiene de la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{9.37 + 9.37}{2.12} = 8.84 \text{ tn}$$

Por lo tanto, la cortante de diseño será de 1.1081 tn. La resistencia al corte del concreto se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{210} \cdot \left( 1 + \frac{119.59 \cdot 10^3}{140 \cdot (25 \cdot 50)} \right) \cdot 50 \cdot 19 = 10.44 \text{ tn}$$

Cabe mencionar que la carga última que se encuentra en la fórmula anterior corresponde al momento nominal asociado a dicha carga.

Por lo que se tiene que  $\phi V_c > V_u$

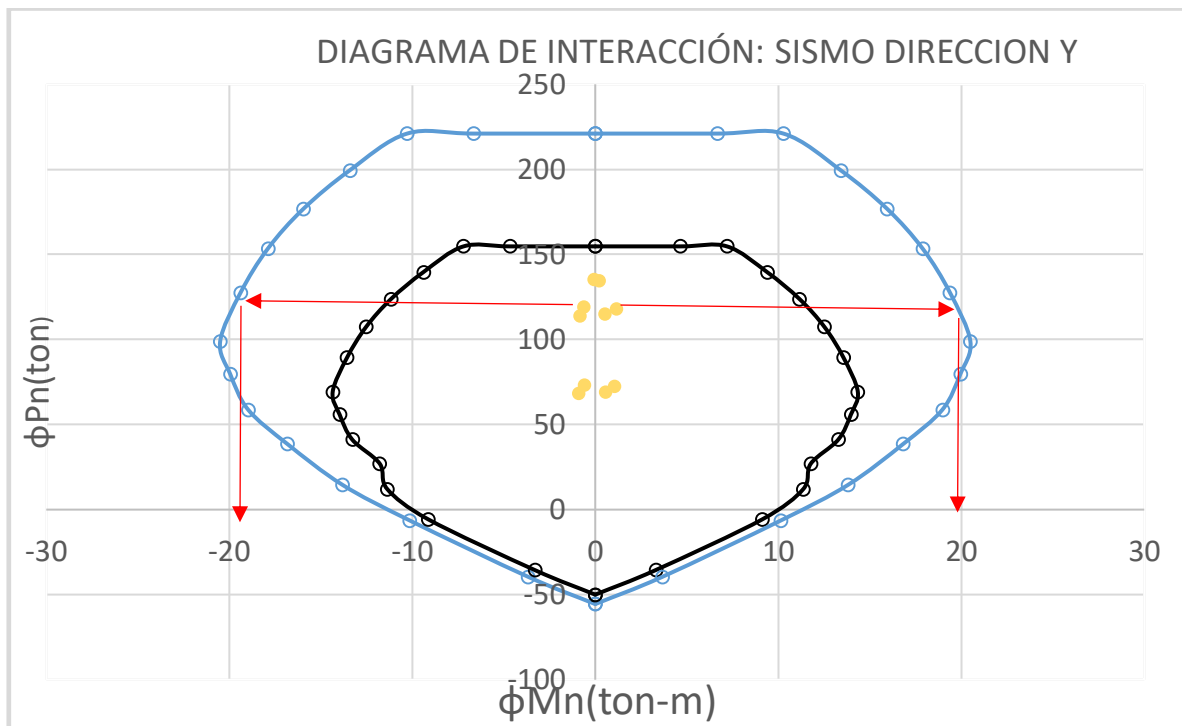
#### Dirección Y-Y

**Tabla 6.7:** Combinación debido a sismo

CASO	V2(ton)	V3(ton)
1.25(CM+CV)+2.5*SY	0.2086	2.19
1.25(CM+CV)-2.5*SY	-0.1032	-1.3513

Se observa que la cortante máxima para la dirección Y-Y (eje local 3) es de 2.19 toneladas.

Para el diseño por capacidad se toma la combinación que me genere mayor momento nominal. Los momentos nominales que se obtienen corresponden tanto a la base como a la parte superior de la columna en dicho nivel. Según se muestra en la gráfica:



**Figura 6.5:** Obtención del momento nominal

Por lo que la cortante última se obtiene de la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{20 + 20}{2.12} = 18.87 \text{ tn}$$

Por lo tanto, la cortante de diseño será de 2.19 tn. La resistencia al corte del concreto se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{210} \cdot \left( 1 + \frac{118.36 \cdot 10^3}{140 \cdot (25 \cdot 50)} \right) \cdot 25 \cdot 44 = 12.04 \text{ tn}$$

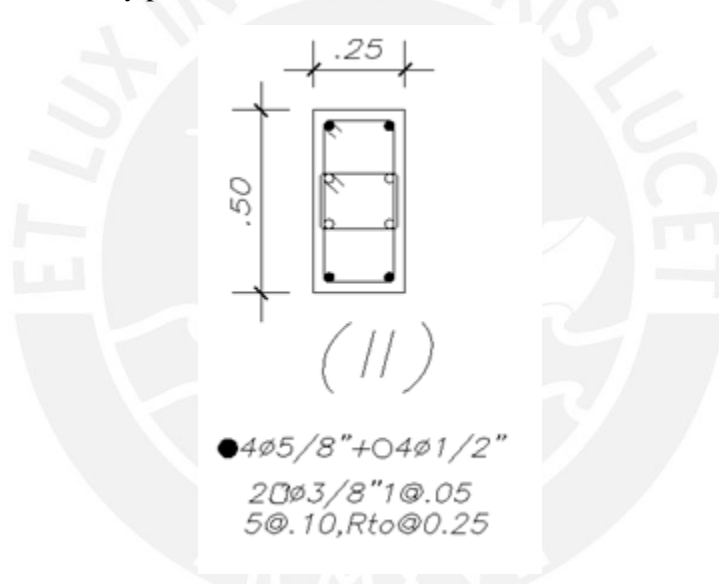
Por lo que se tiene que  $\phi V_c > V_u$

Según lo estipulado en la norma E.060 en el capítulo 21, para columnas de sistema estructural de muros de concreto armado se debe cumplir que:

- La longitud de confinamiento no deber ser menor al mayor de:
  - $L_n/6 = \frac{2,12}{6} = 0,35 \text{ m}$
  - La mayor dimensión= 0,50 m
  - 0,50 m

- El espaciamiento en la zona de confinamiento no será mayor al menor de:
  - $8d_b = 8 \cdot \left(\frac{5}{8}\right) \cdot 2,54 = 12,7 \text{ cm}$
  - La mitad de la menor dimensión =  $\frac{25}{2} = 12,5 \text{ cm}$
  - 10 cm
- El espaciamiento en la zona no confinada no será mayor al menor de:
  - $16d_b = 16 \cdot \left(\frac{5}{8}\right) \cdot 2,54 = 25,4 \text{ cm}$
  - $48d_e = 48 \cdot \left(\frac{3}{8}\right) \cdot 2,54 = 45,72 \text{ cm}$
  - La menor dimensión = 25 cm
  - 30 cm

Finalmente, se decidió trabajar con  $4\phi 5/8" + 4\phi 1/2"$  en todos los niveles debido a que los niveles superiores se observa mayor momento que los niveles inferiores. Este efecto se da en estructuras con sistema dual (muros de corte y pórticos).



**Figura 6.6:** Sección de la columna C-2

## 7. Diseño de placas

Las placas o muros de corte son los principales elementos estructurales en una edificación por su gran rigidez que aporta a la estructura. Su principal función es su gran capacidad por soportar cargas de gravedad y cargas sísmicas. El edificio al contar con grandes placas se tiene un mejor control de desplazamiento, debido a la gran rigidez lateral que posee.

El diseño de placas es similar al de las vigas: diseño por flexo-compresión. El diseño por flexo-compresión consiste en que todas las combinaciones de carga estén dentro del diagrama de interacción. Además, se realiza el diseño por cortante de la placa para tener una falla dúctil en lugar de una falla frágil.

### 7.1. Análisis Estructural

En análisis de las placas consiste en obtener las distintas cargas que actúan sobre ella. Las cargas de gravedad y cargas de sismo serán factorizadas según lo recomendado por la norma E.060:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$CU = 0.9CM \pm CS$$

A diferencia de las vigas, las placas estudian cada caso de combinación (sin recurrir a una envolvente).

### 7.2. Metrado de cargas

El metrado de cargas de las placas tiene la misma metodología que el metrado de cargas que las columnas. Por lo que se aplica el mismo procedimiento que el capítulo anterior.

### 7.3. Diseño por flexo-compresión

Las placas, a diferencia de las columnas, tienen una capacidad de soportar grandes momentos, además de recibir cargas axiales y cortantes. Para lograr esto la placa debe proveerse de núcleos o elementos de borde. Los núcleos tendrán acero vertical y acero horizontal. Mientras, que fuera de la zona de los núcleos, se tiene lo siguiente:

- Si  $V_u$  es mayor que  $0.27\sqrt{f'c} Acw$ , entonces la cuantía vertical y horizontal no deberá ser menor que 0,0025.
- Si  $V_u$  es menor que  $0.27\sqrt{f'c} Acw$ , entonces la cuantía vertical mínima es de 0.0015 y la cuantía horizontal no deberá ser menor que 0,0020.

Igual al mismo procedimiento que el capítulo anterior, se coloca un acero tentativo en la sección de la placa. Los núcleos de la placa tendrán mayores diámetros, mientras que la zona fuera a núcleo generalmente tendrá diámetros de 3/8" o 1/2". Una vez realizado el diagrama de interacción se procede a ubicar las combinaciones en el diagrama. Luego se verifica que las combinaciones se encuentren dentro del diagrama. En caso contrario, se procede a cambiar la sección o aumentar la cuantía en los núcleos.

### 7.4. Diseño por corte

El diseño por corte consiste en el aporte del concreto y acero para que satisfaga la cortante última. La resistencia al corte que aporta el concreto se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = \phi \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot (0.8 \cdot l)$$

El aporte de resistencia del concreto más el aporte del acero deberá ser mayor a la cortante última como se muestra en la siguiente expresión:

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

Pero, la norma E.060 artículo 11.10.4 estipula que la resistencia a corte no será mayor que:

$$V_n \max = 2.63 \cdot \sqrt{f'c} \cdot Acw$$

La resistencia a corte del acero será calculada con la siguiente expresión:

$$V_s = A_c w \cdot p h \cdot f_y$$

Pero, la norma E.060 artículo 11.5.7.9 estipula que la resistencia a corte del acero no será mayor que:

$$V_s = 2,1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot (0,8 \cdot l)$$

Mientras que la cuantía vertical se calcula con la siguiente expresión:

$$p_v = 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (p_h - 0,0025) \geq 0,0025$$

Según los requerimientos de la norma E.060 en el capítulo 21, todas las placas serán diseñadas por capacidad con la finalidad de que la falla sea dúctil en lugar de una falla frágil. El cortante de diseño  $V_u$  se ajusta a la capacidad instalada según la siguiente expresión:

$$V_u \geq V_{ua} \cdot \frac{M_n}{M_{ua}}$$

Donde:

- $V_u$ : Cortante de diseño
- $V_{ua}$ : Cortante actuante
- $M_n$ : Momento nominal
- $M_{ua}$ : Momento actuante

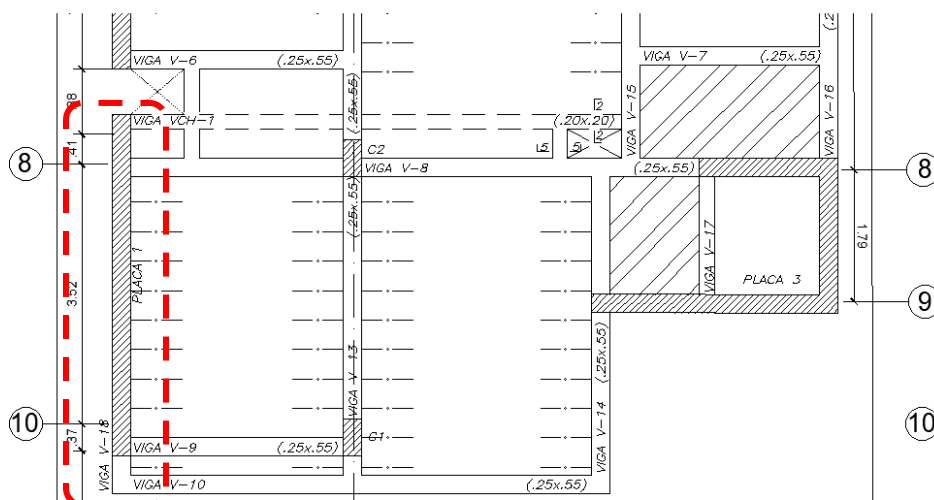
El factor de  $M_n/M_{ua}$  deberá ser menor al factor de reducción de fuerzas sísmicas (R).

## 7.5. Ejemplo de diseño

### 7.5.1. Diseño de la Placa 1

#### Metrado de cargas

Se usará la misma metodología que el capítulo anterior. A continuación, se muestra la tabla de resultados de las combinaciones para cada caso y la ubicación en planta de la placa:



**Figura 7.1:** Diagrama de interacción debido al sismo X

**Tabla 7.1:** Metrado de cargas

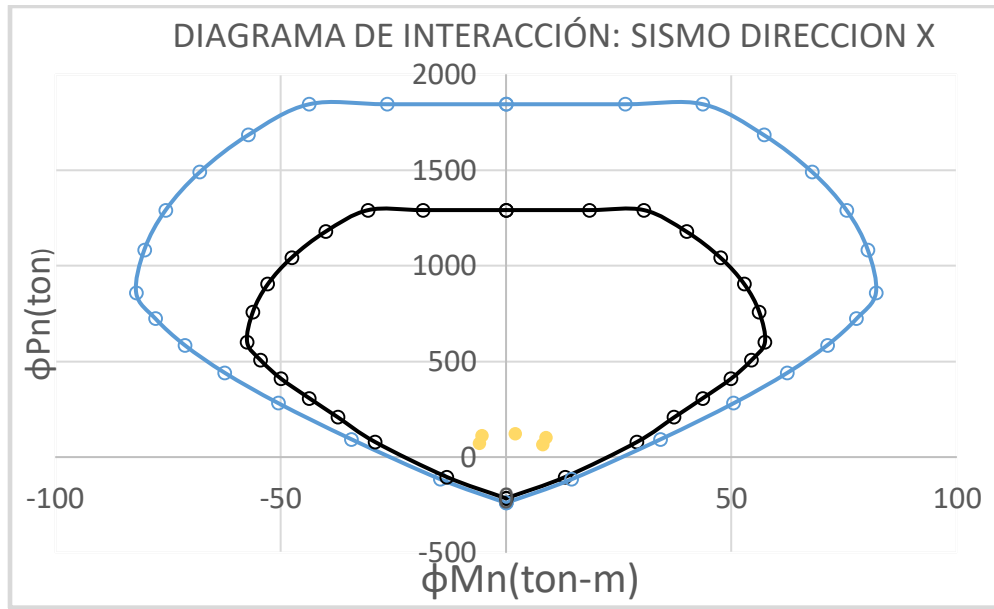
Caso de carga	P(ton)	Vx(ton)	Vy(ton)	Mx(ton-m)	My(ton-m)
Muerta	78.4701	0.3347	0.3178	19.2002	1.1515
Viva	9.1676	0.0514	0.079	1.9963	0.1803
Sismo x	3.7154	-2.0056	17.3619	198.3149	-7.0812
Sismo y	1.6784	-0.292	39.3536	359.793	-1.1474

**Tabla 7.2:** Combinación de cargas

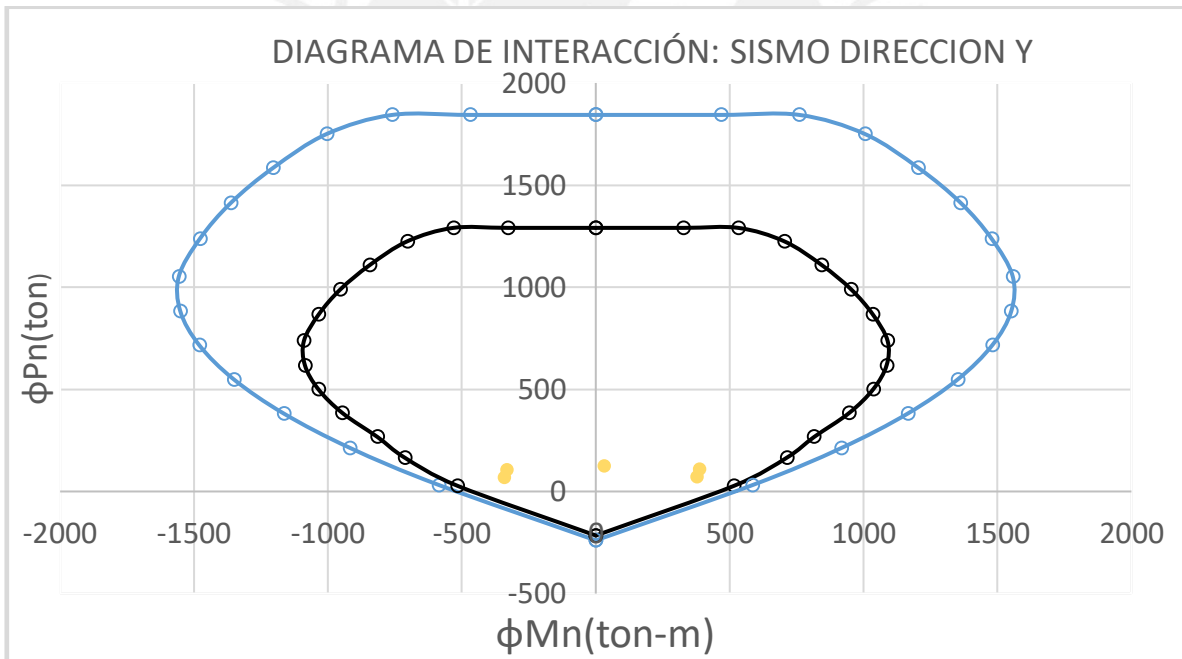
DIRECCIÓN	Caso de carga	P(ton)	Vx(ton)	Vy(ton)	Mx(ton-m)	My(ton-m)
X	1.4CM+1.7CV	125.44	0.56	0.58	30.27	1.92
	1.25(CM+CV)+SX	113.26	-1.52	17.86	224.81	-5.42
	1.25(CM+CV)-SX	105.83	2.49	-16.87	-171.82	8.75
	0.9(CM)+SX	74.34	-1.70	17.65	215.60	-6.04
	0.9(CM)-SX	66.91	2.31	-17.08	-181.03	8.12
Y	1.4CM+1.7CV	125.44	0.56	0.58	30.27	1.92
	1.25(CM+CV)+SY	111.23	0.19	39.85	386.29	0.52
	1.25(CM+CV)-SY	107.87	0.77	-38.86	-333.30	2.81
	0.9(CM)+SY	72.30	0.01	39.64	377.07	-0.11
	0.9(CM)-SY	68.94	0.59	-39.07	-342.51	2.18

Diseño por flexo-compresión

Para la realización del diagrama de interacción se utilizó el programa Etabs debido a su gran facilidad. A continuación, se muestra tanto el diagrama nominal como el diagrama de diseño:



**Figura 7.2:** Diagrama de interacción debido al sismo X



**Figura 7.3:** Diagrama de interacción debido al sismo Y

Como se observa en el diagrama de interacción, las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama de interacción. El diseño por flexo-compresión es satisfactorio. Ahora queda verificar el acero realmente colocado.



### Diseño por capacidad

El diseño por capacidad consiste en que la columna tenga una falla dúctil. En el capítulo 21 artículo 21.9.5.3 de la norma E.060 se muestra la siguiente expresión:

$$Vu \text{ diseño} = Vu \cdot \frac{Mn}{Mu}$$

Donde:

- Vu: cortante última
- Mn: Momento nominal con el acero realmente colocado
- Mu: momento último

Se realizará el diseño por capacidad tomando el mayor valor de:

- $\frac{Mn}{4Vu} = \frac{386.29}{4 \cdot 39.85} = 2.42 \text{ m}$
- Longitud el muro =  $Lm = 4.65 \text{ m}$
- 2 pisos =  $2.67 \cdot 2 = 5.34 \text{ m}$

Por lo tanto, se realizará el diseño por capacidad de la placa desde la sección crítica hasta una altura de 5.34 m tanto superior como inferior. La sección crítica del muro se encuentra en la base del muro del primer nivel.

La cortante de diseño será el mayor producto de las combinaciones de carga. Al realizar el análisis se obtuvo lo siguiente:

$$Vu \text{ diseño} = 39.85 \cdot \frac{680}{386.29} = 70.15 \text{ ton}$$

### Cálculo de la necesidad de elementos de borde y longitud mínima de elemento de borde

Para determinar la curvatura de la placa se realizará el diagrama momento-curvatura con ayuda del software SAP2000 a partir de las dimensiones y aceros colocados. Se considera una deformación unitaria última del concreto de 0.003.

Moment Curvature Curve (Limits: P(comp.) = -2304.425, P(ten.) = 239.497)

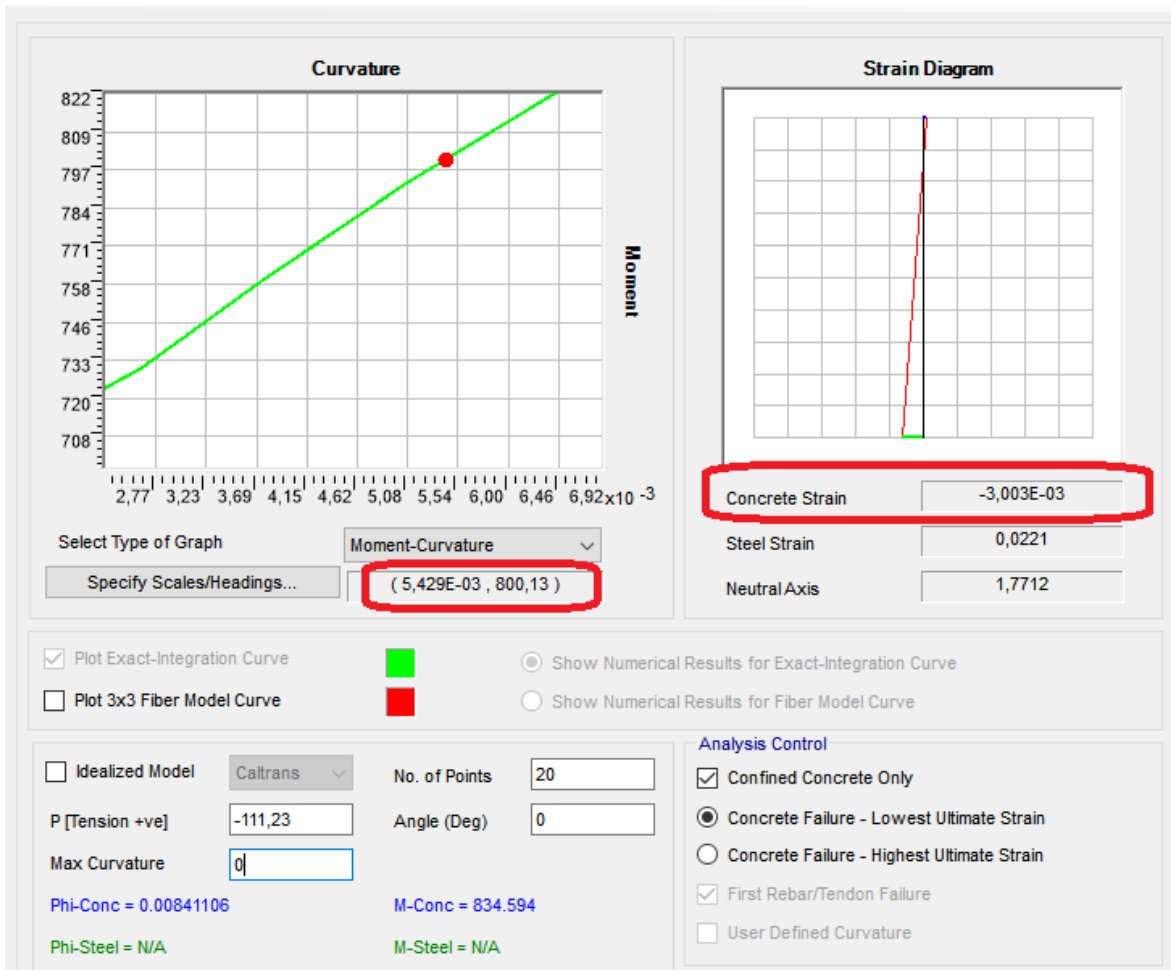


Figura 7.4: Cálculo de la curvatura de la placa con el software SAP2000

Se escogió la carga que tiene la mayor carga mayorada debido a sismo, pues esta me genera mayor compresión. De la figura anterior se observa que la curvatura es 0.005429. Por tanto, el valor de  $C$  es:

$$C = \frac{0.003}{0.005429} = 0.553 \text{ m}$$

El desplazamiento último elástico en el último piso de la placa es de 0.0347. Ahora se procede en calcular el valor de:

$$C_{lim} = \frac{Lm}{600 \cdot \frac{\delta_u}{hm}}$$

Si  $\frac{\delta_u}{hm} < 0.005$  entonces este factor será 0.005. Como  $\frac{\delta_u}{hm} = \frac{0.0347}{16.02} < 0.005$  entonces este factor será 0.005. Reemplazando valores:

$$C_{lim} = \frac{4.65}{600 \cdot 0.005} = 1.55 \text{ m}$$

Como se tiene que:

$$C_{lim} > C$$

Entonces, no se requiere elementos de borde en teoría.

Para determinar la longitud mínima del elemento de borde, se tomará el mayor de los siguientes casos:

- $C - 0.1L_m = 0.088 \text{ m}$
- $C/2 = 0.276 \text{ m}$

Por tanto, se toma como longitud mínima de elemento de borde de 0.30 m,

#### Cálculo del aporte de la resistencia al corte del concreto

El cálculo de la resistencia al concreto se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot 0.8l$$

Donde:

- $\alpha$ : coeficiente donde  $\alpha$  es 0.80 para  $h_m/l_m \leq 1.5$ ; 0.53 para  $h_m/l_m \geq 2$  y varia linealmente entre 0.80 y 0.53 para  $h_m/l_m$  entre 1.5 y 2 (Norma E.060)
- $f'_c$ : resistencia del concreto
- $b$ : ancho de la placa
- $l$ : longitud de la placa

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 0.25 \cdot (0.8 \cdot 4.65) \cdot 10 = 60.71 \text{ ton}$$

#### Cálculo del aporte de la resistencia al corte del acero

Se debe cumplir que la cortante de diseño debe ser menor a la suma de la resistencia al corte del concreto más el acero. La siguiente expresión muestra la condición:

$$V_n \geq V_u$$

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

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Reemplazando valores se tiene lo siguiente:

$$V_s \geq \frac{70.15 - 60.71}{0.85} = 11.1 \text{ ton}$$

#### Cálculo de la resistencia máxima al corte del acero

La norma E.060 en el capítulo 11 artículo 11,5.7.9 detalla que el aporte de la resistencia al corte del acero no será mayor que:

$$V_{smax} = 2.1 \cdot \sqrt{210} \cdot 0.25 \cdot (0.8 \cdot 4.65) \cdot 10 = 283.02 \text{ ton}$$

Como  $V_{smax} > V_s$ , entonces se cumple las condiciones del artículo 11.5.7.9.

Verificar que  $V_u$  sea menor o igual que  $0,27\sqrt{f'c} \cdot b \cdot l$

La norma E.060 en el capítulo 11 artículo 11,10.7; 11.10.8 y 11.10.10 detalla que  $V_u$  será menor o mayor que:

$$0,27\sqrt{f'c} \cdot b \cdot l = 0,27\sqrt{210} \cdot 0.25 \cdot 4.65 \cdot 10 = 45.48 \text{ ton}$$

Como  $V_u$  es mayor que 45.48, entonces se usará el criterio que se menciona en el artículo 11,10,10,1 y 11,10,10,2.

Cálculo de la cuantía horizontal

El cálculo de la cuantía horizontal se calcula con la siguiente expresión:

$$V_s = A_{cw} \cdot \rho_h \cdot f_y$$

Reemplazando los valores:

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} \cdot f_y} = \frac{11.1}{0.25 \cdot 4.65 \cdot 4200 \cdot 10} = 0.00227$$

Sin embargo, la cuantía mínima horizontal no debe ser menor a 0,0025.

Cálculo de la cuantía vertical

El cálculo de la cuantía vertical se calcula con la siguiente expresión:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m}\right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Reemplazando los valores:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{16.02}{4.65}\right) (0.0025 - 0.0025) < 0.0025$$

La norma no permite una cuantía menor a 0,0025 para una cuantía vertical (según el artículo 11.10.7 ;11.10.8 y 11.10.10). Por lo que se decide tomar la cuantía mínima de 0.0025.

Cálculo de la resistencia total al corte

Como ya se halló la resistencia al corte del concreto y acero, solo queda reemplazar los valores en la siguiente expresión:

$$V_n = V_s + V_c = 11.1 + \frac{70.15}{0.85} = 182.74 \text{ ton}$$

Cálculo de la resistencia máxima total al corte

La norma E.060 en el capítulo 11 artículo 11,10.4 detalla que la resistencia al corte total no será mayor que:

$$V_n \text{ max} = 2,63 \cdot \sqrt{f'c} \cdot Acw = 2,6\sqrt{210} \cdot 0,25 \cdot (0,8 \cdot 4,65) \cdot 10 = 301,28 \text{ ton} > V_n$$

Se cumple la condición según el artículo 11.10.4

#### Distribución del acero horizontal

Según la norma el espaciamiento del acero horizontal será el menor de:

- $S = \frac{2 \cdot 0,71 / 10000}{0,0025 \cdot 0,25 \cdot 1} = 0,23 \text{ m}$
- 3 veces el espesor del muro =  $3(0,25) = 0,75 \text{ m}$
- 0,40 m

Por lo que el espaciamiento del acero horizontal será de 0,225 m

#### Distribución del acero vertical

La cuantía del acero vertical se calcula con la siguiente expresión:

$$S = \frac{2 \cdot 0,71 / 10000}{0,0025 \cdot 0,25 \cdot 1} = 0,23 \text{ m}$$

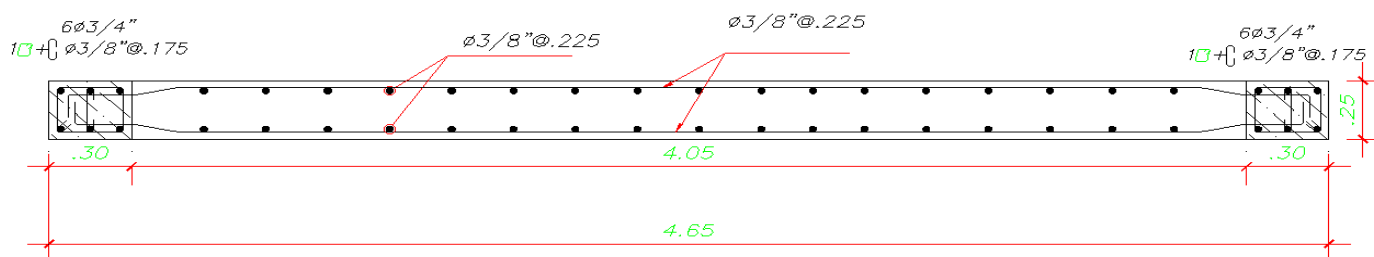
Por lo que el espaciamiento del acero vertical será de 0,225 m.

#### Distribución de los estribos en el núcleo confinado

En el capítulo 21 artículo 21,9,7,6 se detalla que la separación de los estribos en el núcleo confinado será el menor de:

- 10 veces el diámetro de menor dimensión =  $10(3/4") (2,54) = 19 \text{ cm}$
- Menor sección = 0,25 m
- 25 cm

Por lo que el espaciamiento de los estribos será de 17,5 cm.



**Figura 7.5:** Armado y detallado de la placa

## 8. Diseño de cimentaciones

Las cimentaciones son los elementos estructurales que tienen la función de distribuir las cargas, que provienen de las columnas y placas, hacia el suelo. La capacidad de estos elementos estructurales no deberá ser mayor a la capacidad portante del suelo, con la finalidad de evitar asentamientos y/o problemas de estabilidad.

Las cimentaciones se clasifican como: zapatas aisladas, zapatas corridas, zapatas combinadas, zapatas conectadas, plateas. La utilización de cada uno depende del diseño, condiciones del terreno y la ubicación de estas.

Las zapatas se dimensionan con las cargas sin amplificar y posteriormente se procede a verificar que la zapata no tenga mayor esfuerzo admisible del suelo. Además, se verifica por corte y punzonamiento.

Como el edificio se encuentra en Lima se tendrá una capacidad admisible de  $4 \text{ kg/cm}^2$  y una profundidad de cimentación de 1.7 metros.

### 8.1. Diseño de zapata aislada

Las zapatas aisladas son elementos estructurales más comunes en una edificación, pues son económicas y eficientes. Su uso se debe principalmente a que se puede centrar la columna al centro de gravedad de la zapata y así el diseño se hace más simple. Para el diseño se toma las siguientes consideraciones:

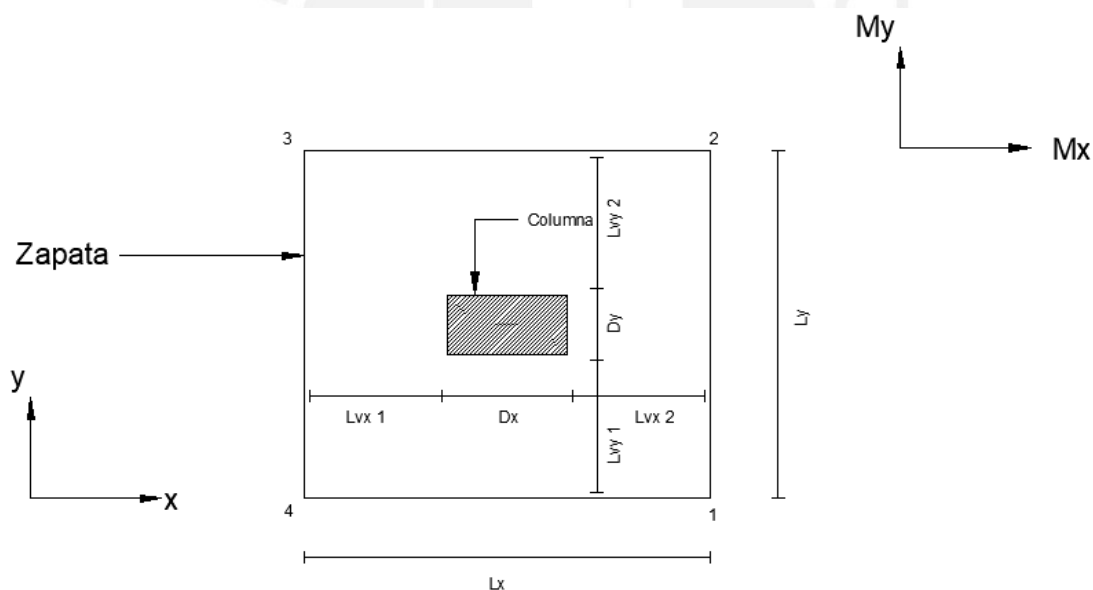


Figura 8.1: Consideraciones para el diseño

Donde:

- $L_{vx1}$ : Es la longitud del volado del lado izquierdo
- $L_{vx2}$ : Es la longitud del volado de lado derecho
- $L_{vy1}$ : Es la longitud del volado del lado de abajo

- $L_{vy}$ : Es la longitud del volado del lado de arriba
- $D_x$ : Es la longitud de la columna paralela al eje x
- $D_y$ : Es la longitud de la columna paralela al eje y
- $L_x$ : Es la longitud de la zapata paralela al eje x
- $L_y$ : Es la longitud de la zapata paralela al eje y

### 8.1.1. Análisis estructural de la zapata aislada

Las cargas que se emplean para la cimentación son las cargas provenientes del análisis de carga de la columna o placa. Para el cálculo de las presiones y análisis de las presiones se realizarán en condiciones a servicio y condiciones con sismo. Las presiones deberán ser calculadas en cada esquina de la zapata. Se deberá verificar que la presión sea menor a la capacidad admisible del suelo y que la presión sea mayor a cero, pues el suelo no puede estar en tracción.

Por simplificación la zapata aislada se asimila como una losa apoyada sobre una columna. En otras palabras, la losa estará en volado en un lado y empotrado en la cara de la columna. Lo expresado se muestra en la siguiente imagen:

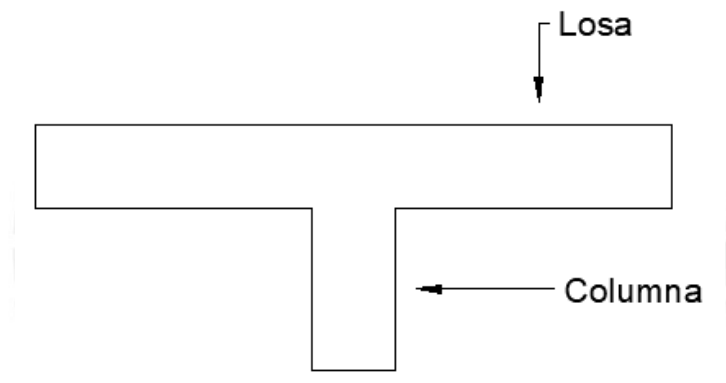


Figura 8.2: Viga apoyada sobre una columna

### 8.1.2. Dimensionamiento de la zapata aislada

Para una estimación del área de la zapata se puede considerar la carga en servicio que actúa sobre la zapata entre la presión admisible del suelo. Además, para aplicar este dimensionamiento se debe multiplicar a la carga de servicio por un factor que depende del tipo del suelo.

$$\text{Área requerida} = \frac{\text{factor} \cdot (P_{CM} + P_{CV})}{\sigma_{adm}}$$

Donde el factor que depende del tipo del suelo viene dado por:

- Factor=1.05; para  $\sigma_{adm} \geq 3 \text{ kg/cm}^2$
- Factor=1.15; para  $2 \leq \sigma_{adm} < 3 \text{ kg/cm}^2$
- Factor=1.20; para  $1 \leq \sigma_{adm} < 2 \text{ kg/cm}^2$

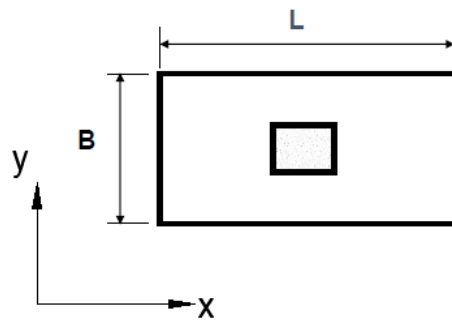
Con el área requerida obtenida en la expresión anterior se hace un primer dimensionamiento de las dimensiones de las zapatas. Se debe tratar que la diferencia de lados de la zapata sea igual a la diferencia de lados de la columna y que además los volados sean iguales.

$$Lx = Lvx 1 + Dx + Lvx 2 \quad Ly = Lvy 1 + Dy + Lvy 2$$

$$Lx \cdot Ly = \text{Área requerida} \quad y \quad |Lx - Ly| = |Dx - Dy|$$

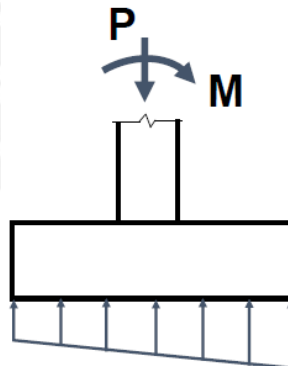
Las dimensiones que se obtengan en el dimensionamiento de la zapata serán verificadas en el análisis de presiones. En el análisis de presiones se debe verificar que la presión del suelo sea mayor que la presión obtenida con estas dimensiones. Para el caso de las solicitaciones de sismo, la norma E.060 en el artículo 15.2.4 permite que la presión del sismo sea incrementada en un 30%.

Si se tiene la siguiente figura:



**Figura 8.3:** Zapata aislada

Para el caso donde  $e = \frac{M}{P} < \frac{L}{6}$



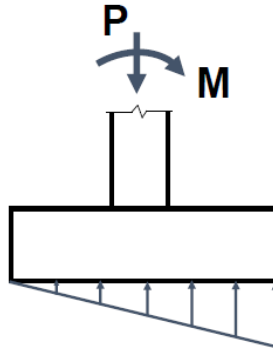
**Figura 8.4:** Distribución trapezoidal de la carga

Entonces la presión se calcula con la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x V_x}{I_x} \pm \frac{M_y V_y}{I_y}$$



Para el caso donde  $e = \frac{M}{P} = \frac{L}{6}$

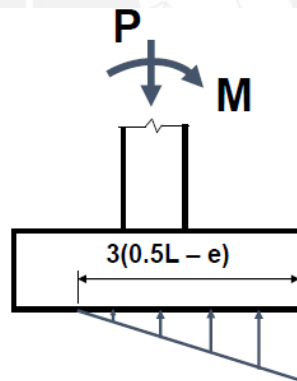


**Figura 8.5:** Distribución triangular de la carga

Entonces la presión máxima se calcula con la siguiente expresión:

$$\sigma_{\max} = \frac{2P}{BL}$$

Para el caso donde  $e = \frac{M}{P} > \frac{L}{6}$



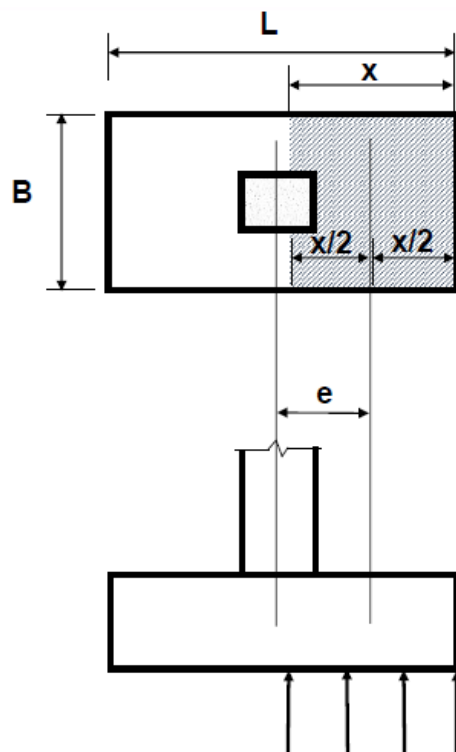
**Figura 8.6:** Distribución triangular de la carga para excentricidades mayores

Entonces la presión máxima se calcula con la siguiente expresión:

$$\sigma_{\max} = \frac{2P}{3(0.5L - e)B}$$

Si se tiene el caso donde la excentricidad es muy elevada y por tanto los momentos son mayores, entonces el suelo puede tener un comportamiento en tracción en un extremo. Esta situación es inválida, pues el suelo no puede entrar en tracción. En este caso se considera la redistribución de presiones del terreno hacia la zapata uniforme en un área efectiva (Meyerhof).

Para el caso donde la excentricidad es muy grande:



**Figura 8.7:** Distribución constante de la carga

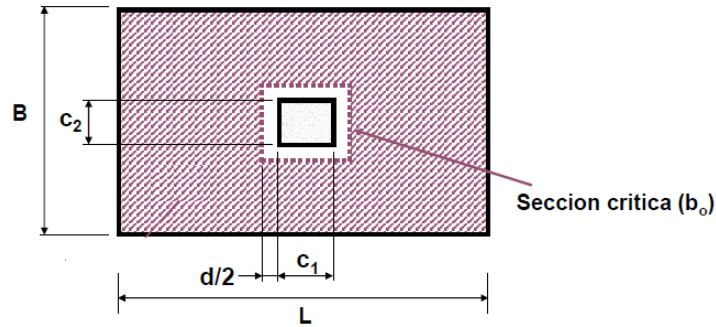
Entonces la presión máxima se calcula con la siguiente expresión:

$$x = 2(0.5L - e)$$
$$\sigma = \frac{P}{2(0.5L - e)B}$$

Se debe tener en cuenta que la carga aplicada coincidir con el centro de gravedad del área efectiva.

### 8.1.3. Verificación por punzonamiento

Con el peralte asumido se debe verificar que el concreto pueda soportar las fuerzas cortantes debido al efecto de punzonamiento. Si es que no cumple el diseño por punzonamiento se debe aumentar el peralte de la zapata, pues si se aumenta el peralte de la zapata se obtendría una mayor resistencia al cortante del concreto. Generalmente, gobierna el peralte de la zapata. La sección crítica de la zapata es a “d/2” de la cara de la columna y se muestra en la siguiente figura:



**Figura 8.8:** Sección crítica de la zapata (Higashi, Capítulo2: Diseño de cimentaciones Superficiales)

La resistencia última producida se calcula con la siguiente expresión:

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

Donde:

- $\sigma u$  : Es el esfuerzo máximo último obtenido del análisis de presiones
- $A_{total}$ : Área de la zapata
- $A_o$ : Área de la sección crítica

La resistencia al corte del concreto será el menor de las siguientes expresiones:

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

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

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

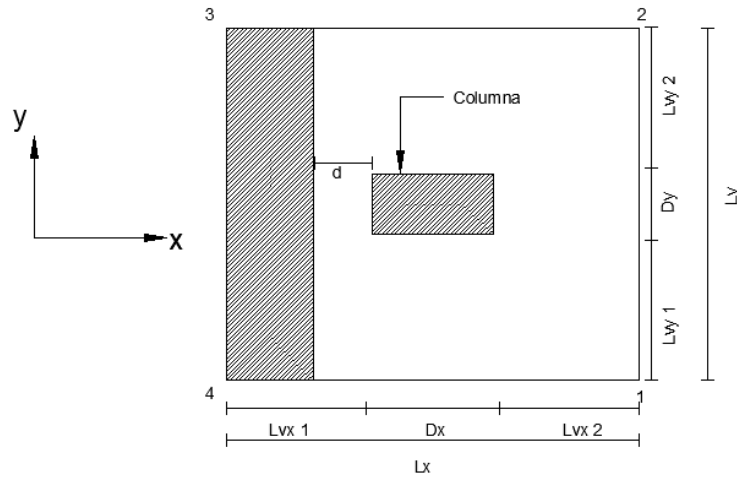
Donde:

- $b_o$ : Es el perímetro de la sección crítica
- $d$ : Peralte efectivo de la zapata
- $\alpha_s$ : Factor que depende de la ubicación de la columna. Columna interior=40; Columna lateral=30 y Columna esquinera=20.
- $\beta$ : Factor que se obtiene de la relación de la dimensión mayor de la columna con la menor dimensión.

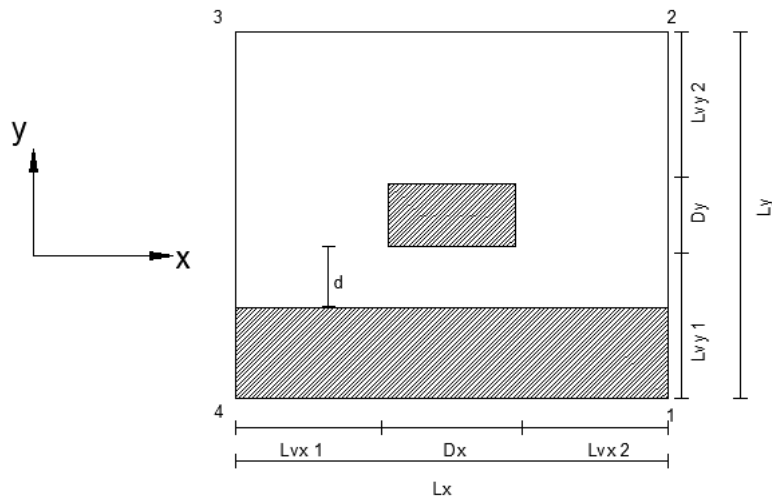
Se debe verificar que  $\phi Vc > Vu$ . Si es que no se cumple la relación anterior se debe aumentar el peralte efectivo de la zapata.

#### 8.1.4. Verificación por corte

Para la verificación por corte se tiene que la sección crítica está a una distancia “d” de la cara de la columna o placa. Lo expresado se muestra en la siguiente figura:



**Figura 8.9:** Sección crítica de la zapata en la dirección X



**Figura 8.10:** Sección crítica de la zapata en la dirección Y

Para la dirección X:

$$V_u = \sigma_u \cdot L_y \cdot (L_{vx\ 1} - d)$$

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

Para la dirección Y:

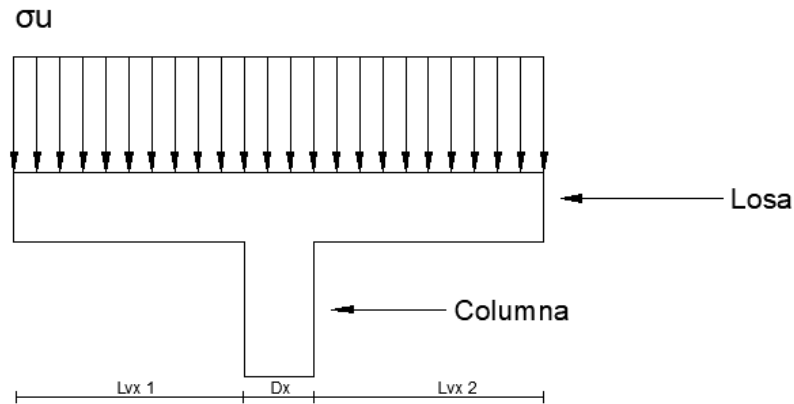
$$V_u = \sigma_u \cdot L_x \cdot (L_{vy\ 1} - d)$$

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

Se debe verificar que  $\phi V_c > V_u$ . Si es que no se cumple la relación anterior se debe aumentar el peralte efectivo de la zapata.

### 8.1.5. Diseño por flexión

Como la zapata se comporta como una losa en volado en un extremo y empotrado en la columna entonces será necesario proveer a la losa con refuerzo inferior en ambas direcciones.



**Figura 8.11:** Análisis de la zapata

Por lo tanto:

Para la dirección X:

$$Mu_{izq} = \frac{\sigma_u \cdot (L_{vx1})^2 \cdot L_y}{2}$$

$$Mu_{der} = \frac{\sigma_u \cdot (L_{vx2})^2 \cdot L_y}{2}$$

Para la dirección Y:

$$Mu_{abajo} = \frac{\sigma_u \cdot (L_{vy1})^2 \cdot L_x}{2}$$

$$Mu_{arriba} = \frac{\sigma_u \cdot (L_{vy2})^2 \cdot L_x}{2}$$

La cuantía mínima es de 0.0018 y la separación no debe ser mayor tres veces la altura de la zapata ni 40 cm. Por lo que:

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right)$$

Donde:

- $f'_c$ : Es la resistencia del concreto

- $f_y$ : Es la resistencia del acero
- $b$ : Para la dirección X, “ $b$ ” es  $L_y$ . Para la dirección Y, “ $b$ ” es  $L_x$ .
- $d$ : Peralte efectivo de la zapata
- $\phi$ : factor de flexión igual a 0,9
- $M_u$ : Momento último

## 8.2. Ejemplo de diseño de zapata de la columna C2

Como ejemplo se desarrolla el diseño de la zapata de la columna C2 del eje B.

Para la columna en análisis se toma en consideración los siguientes datos:

**Tabla 8.1:** Datos del problema

$f_c(\text{kg/cm}^2)$	210
$f_y(\text{kg/cm}^2)$	4200
P U concreto( $\text{ton/m}^3$ )	2.4
P U suelo( $\text{ton/m}^3$ )	1.8
$\phi$ Corte	0.85
$\phi$ flexion	0.9
$D_x(\text{m})$	0.25
$D_y(\text{m})$	0.50
$\sigma_{\text{admissible}}(\text{kg/cm}^2)$	4

Del análisis de la columna C2 se obtiene las cargas en servicio:

**Tabla 8.2:** Solicitaciones de distintas cargas

Carga	P(ton)	$M_x(\text{ton-m})$	$M_y(\text{ton-m})$
CM	79.3315	-0.0286	0.0654
CV	14.4726	-0.0336	0.0103
SXX	-3,2197	-0.1332	-0.4262
SYY	-2.25	-0.6728	0.0522

### 8.2.1. Dimensionamiento de la zapata

Antes de estimar el área requerida de la zapata, se debe establecer el factor debido a la presión del suelo. Como tenemos una presión de 4  $\text{kg/cm}^2$ , entonces el factor será de 1,05.

$$\text{Área requerida} = \frac{1,05(P_{CM} + P_{CV})}{\sigma_{\text{admissible}}} = \frac{1,05(79.3315 + 14.4726)}{40} = 2.46 \text{ m}^2$$

Como se tiene un área de 2.46  $\text{m}^2$  y además se busca la diferencia de lados de la columna debe ser igual a la diferencia de lados de la zapata, entonces se tiene una estimación de los lados de la zapata:

$$L_x = 1.5 \text{ m}$$

$$L_y = 1.75 \text{ m}$$

$$\text{Área estimada} = 1.5 \cdot 1.75 = 2.63 \text{ m}^2$$

Además, se puede estimar la altura de la zapata con un valor inicial de 0.6 m. Luego se verificará si las estimaciones son las correctas.

Por lo tanto, se tiene lo siguiente:

$$\text{Peso de la zapata} = 2.4 \cdot 2.63 \cdot 0.6 = 3.79 \text{ ton}$$

$$\text{Peso del suelo} = 1.8 \cdot (2.63 - 0.25 \cdot 0.50) \cdot (1.7 - 0.6) = 4.96 \text{ ton}$$

Además, se adicionará el peso del piso terminado (espesor de 15 cm) y la sobrecarga para estacionamientos (0.25 tn/m<sup>2</sup>):

$$\text{Peso adicional} = 0.15 \cdot 2 \cdot (2.63 - 0.25 \cdot 0.50) + 0.25 \cdot (2.63 - 0.25 \cdot 0.50) = 1.38 \text{ ton}$$

Se considera que la profundidad de cimentación es de 1.7 metros.

### 8.2.2. Análisis de presiones

#### Verificación por cargas de gravedad

Se debe cumplir que la presión debido a las estimaciones debe ser menor que la presión admisible del suelo. Por tanto, se tiene que:

$$\text{Peso} = \text{peso de la zapata} + \text{peso del suelo} + \text{peso adicional} + P_{CM} + P_{CV}$$

$$\text{Peso} = 3.79 + 4.96 + 1.38 + 79.3315 + 14.4726 = 103.93 \text{ ton}$$

$$M_x = M_{x_{CM}} + M_{x_{CV}} = -0.0286 - 0.0336 = -0.0622 \text{ tn} - \text{m}$$

$$M_y = M_{y_{CM}} + M_{y_{CV}} = 0.0654 + 0.0103 = 0.0757 \text{ tn} - \text{m}$$

Teniendo en cuenta los valores obtenidos, se procede a realizar el análisis de presiones para cargas de gravedad. Las presiones se calcularán en las cuatro esquinas de las zapatas. En la primera figura de este acápite se muestra los ejes empleados y la enumeración de las esquinas de las zapatas.

$$\sigma_1 = \frac{103.93}{2.63} + \frac{6 \cdot (0.0757)}{1.5^2 \cdot 1.75} + \frac{6 \cdot (-0.0622)}{1.75^2 \cdot 1.5} = 39.55 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{103.93}{2.63} + \frac{6 \cdot (0.0757)}{1.5^2 \cdot 1.75} - \frac{6 \cdot (-0.0622)}{1.75^2 \cdot 1.5} = 39.71 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{103.93}{2.63} - \frac{6 \cdot (0.0757)}{1.5^2 \cdot 1.75} - \frac{6 \cdot (-0.0622)}{1.75^2 \cdot 1.5} = 39.48 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{103.93}{2.63} - \frac{6 \cdot (0.0757)}{1.5^2 \cdot 1.75} + \frac{6 \cdot (-0.0622)}{1.75^2 \cdot 1.5} = 39.32 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2$$

Como se observa, las presiones en las zapatas son menores que la presión admisible. Entonces, se considera que el análisis de presiones por cargas de gravedad es satisfactorio.

#### Verificación por cargas de sismo en la dirección X

Al igual que el caso anterior se debe cumplir que la presión debido a las estimaciones debe ser menor que la presión admisible del suelo. Por tanto, se tiene que:

$$Peso = \text{peso de la zapata} + \text{peso del suelo} + \text{peso adicional} + P_{CM} + P_{CV} + 0.8P_{Sx}$$

$$Peso = 3.79 + 4.96 + 1.38 + 79.3315 + 14.4726 + 0.8 \cdot (-2.578) = 101.4 \text{ ton}$$

$$Mx = Mx_{CM} + Mx_{CV} + M_{Sx} = -0.0286 - 0.0336 - 0.10656 = -0.16876 \text{ tn} - m$$

$$My = My_{CM} + My_{CV} + M_{Sx} = 0.0654 + 0.0103 - 0.34096 = -0.26526 \text{ tn} - m$$

A continuación, se muestran las presiones debido al caso de sismo en la dirección X:

$$\sigma_1 = \frac{101.4}{2.63} + \frac{6 \cdot (-0.16876)}{1.5^2 \cdot 1.75} + \frac{6 \cdot (0.26526)}{1.75^2 \cdot 1.5} = 37.92 \text{ ton/m}^2 < 40 \cdot 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{101.4}{2.63} + \frac{6 \cdot (-0.16876)}{1.5^2 \cdot 1.75} - \frac{6 \cdot (0.26526)}{1.75^2 \cdot 1.5} = 38.36 \text{ ton/m}^2 < 40 \cdot 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{101.4}{2.63} - \frac{6 \cdot (-0.16876)}{1.5^2 \cdot 1.75} - \frac{6 \cdot (0.26526)}{1.75^2 \cdot 1.5} = 39.16 \text{ ton/m}^2 < 40 \cdot 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{101.4}{2.63} - \frac{6 \cdot (-0.16876)}{1.5^2 \cdot 1.75} + \frac{6 \cdot (0.26526)}{1.75^2 \cdot 1.5} = 38.72 \text{ ton/m}^2 < 40 \cdot 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2$$

Se ha reducido la sollicitación producto del sismo, debido a que la sollicitación está en resistencia y para realizar el análisis de presiones se debe trabajar con cargas a servicio. Ahora consideremos que el sismo es tan fuerte que se invierte las fuerzas de las sollicitaciones producto del sismo:

$$\sigma_1 = \frac{106.51}{2.63} + \frac{6 \cdot (0.04436)}{1.5^2 \cdot 1.75} + \frac{6 \cdot (0.41666)}{1.75^2 \cdot 1.5} = 41.19 \text{ ton/m}^2 < 40 \cdot 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{106.51}{2.63} + \frac{6 \cdot (0.04436)}{1.5^2 \cdot 1.75} - \frac{6 \cdot (0.41666)}{1.75^2 \cdot 1.5} = 41.08 \text{ ton/m}^2 < 40 \cdot 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{106.51}{2.63} - \frac{6 \cdot (0.04436)}{1.5^2 \cdot 1.75} - \frac{6 \cdot (0.41666)}{1.75^2 \cdot 1.5} = 39.81 \text{ ton/m}^2 < 40 \cdot 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{106.51}{2.63} - \frac{6 \cdot (0.04436)}{1.5^2 \cdot 1.75} + \frac{6 \cdot (0.41666)}{1.75^2 \cdot 1.5} = 39.92 \text{ ton/m}^2 < 40 \cdot 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2$$

Como se observa, las presiones en las zapatas son menores que la presión admisible. Entonces, se considera que el análisis de presiones por cargas de sismo en la dirección X es satisfactoria. Se considera que la presión del suelo debido a sismo se amplifica en un 30% según la norma E.060.

#### Verificación por cargas de sismo en la dirección Y

Al igual que el caso anterior se debe cumplir que la presión debido a las estimaciones debe ser menor que la presión admisible del suelo. Por tanto, se tiene que:

$$Peso = \text{peso de la zapata} + \text{peso del suelo} + \text{peso adicional} + P_{CM} + P_{CV} + 0.8P_{Sy}$$

$$Peso = 3.79 + 4.96 + 1.38 + 79.3315 + 14.4726 + 0.8 \cdot (-1.8) = 102.13 \text{ ton}$$



$$M_x = M_{x_{CM}} + M_{x_{CV}} + M_{Sy} = -0.0286 - 0.0336 + 0.04176 = 0.11746 \text{ tn} - m$$

$$M_y = M_{y_{CM}} + M_{y_{CV}} + M_{Sy} = 0.0654 + 0.0103 - 0.53824 = -0.60 \text{ tn} - m$$

A continuación, se muestran las presiones debido al caso de sismo en la dirección Y:

$$\sigma_1 = \frac{102.13}{2.63} + \frac{6 \cdot (0.11746)}{1.5^2 \cdot 1.75} + \frac{6 \cdot (-0.60)}{1.75^2 \cdot 1.5} = 38.23 \text{ ton/m}^2 < 40 \cdot 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{102.13}{2.63} + \frac{6 \cdot (0.11746)}{1.5^2 \cdot 1.75} - \frac{6 \cdot (-0.60)}{1.75^2 \cdot 1.5} = 39.8 \text{ ton/m}^2 < 40 \cdot 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{102.13}{2.63} - \frac{6 \cdot (0.11746)}{1.5^2 \cdot 1.75} - \frac{6 \cdot (-0.60)}{1.75^2 \cdot 1.5} = 39.44 \text{ ton/m}^2 < 40 \cdot 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{102.13}{2.63} - \frac{6 \cdot (0.11746)}{1.5^2 \cdot 1.75} + \frac{6 \cdot (-0.60)}{1.75^2 \cdot 1.5} = 37.87 \text{ ton/m}^2 < 40 \cdot 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2$$

Se ha reducido la sollicitación producto del sismo, debido a que la sollicitación esta en resistencia y para realizar el análisis de presiones se debe trabajar con cargas a servicio. Ahora consideremos que el sismo es tan fuerte que se invierte las fuerzas de las sollicitaciones producto del sismo:

$$\sigma_1 = \frac{105.73}{2.63} + \frac{6 \cdot (0.47604)}{1.5^2 \cdot 1.75} + \frac{6 \cdot (0.03394)}{1.75^2 \cdot 1.5} = 40.88 \text{ ton/m}^2 < 40 \cdot 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{105.73}{2.63} + \frac{6 \cdot (0.47604)}{1.5^2 \cdot 1.75} - \frac{6 \cdot (0.03394)}{1.75^2 \cdot 1.5} = 39.63 \text{ ton/m}^2 < 40 \cdot 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{105.73}{2.63} - \frac{6 \cdot (0.47604)}{1.5^2 \cdot 1.75} - \frac{6 \cdot (0.03394)}{1.75^2 \cdot 1.5} = 39.53 \text{ ton/m}^2 < 40 \cdot 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{105.73}{2.63} - \frac{6 \cdot (0.47604)}{1.5^2 \cdot 1.75} + \frac{6 \cdot (0.03394)}{1.75^2 \cdot 1.5} = 40.77 \text{ ton/m}^2 < 40 \cdot 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2$$

Como se observa, las presiones en las zapatas son menores que la presión admisible. Entonces, se considera que el análisis de presiones por cargas de sismo en la dirección Y es satisfactoria. Se considera que la presión del suelo debido a sismo se amplifica en un 30% según la norma E.060.

### 8.2.3. Elección de la presión última de diseño

Como las presiones se calcularon con las cargas en servicio ahora queda realizar la amplificación de las cargas según las combinaciones de la norma E.060. Sin embargo, se puede hacer la siguiente aproximación para cada caso:

Para el caso de cargas de gravedad:

$$\sigma_{max} = 39.71 \cdot 1.6 = 63.54 \text{ ton/m}^2$$

Para el caso de cargas de sismo en la dirección X:

$$\sigma_{max} = 41.19 \cdot 1.25 = 51.49 \text{ ton/m}^2$$

Para el caso de cargas de sismo en la dirección Y:

$$\sigma_{max} = 40.88 \cdot 1.25 = 51.1 \text{ ton/m}^2$$

El esfuerzo último de diseño será el mayor de los tres casos. En este caso es  $63.54 \text{ ton/m}^2$ .

### 8.2.4 Verificación por punzonamiento

Para el caso de verificación de punzonamiento se debe tomar la sección crítica a “d/2” de la cara de la columna. Entonces, se obtiene los siguientes resultados:

$$A_o = (Dx + d) \cdot (Dy + d) = (0.25 + 0.50) \cdot (0.50 + 0.50) = 0.75 \text{ m}^2$$

Se considera como recubrimiento de la zapata de 10 cm. Entonces, el peralte efectivo será de 50 cm.

Con el área de la sección crítica se obtiene la cortante última:

$$Vu = \sigma u (A_{total} - A_o) = 63.54 \cdot (1.75 \cdot 1.5 - 0.75) = 119.46 \text{ ton}$$

Mientras que el perímetro de la sección crítica se obtiene con la siguiente expresión:

$$b_o = 2 \cdot (Dx + Dy + 2d) = 2 \cdot (0.25 + 0.50 + 2 \cdot 0.5) = 3.5 \text{ m}$$

Luego, se procede a obtener el menor valor la resistencia al corte del concreto según los siguientes casos:

- $\phi V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\left(\frac{0.50}{0.25}\right)}\right) \cdot \sqrt{210} \cdot 3.5 \cdot 0.5 = 228.49 \text{ ton}$
- $\phi V_c = \phi \cdot 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0.85 \cdot 0.27 \cdot \left(\frac{40 \cdot 0.50}{3.5} + 2\right) \cdot \sqrt{210} \cdot 3.50 \cdot 0.5 = 448.98 \text{ ton}$
- $\phi V_c = \phi \cdot 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 3.5 \cdot 0.5 = 228.49 \text{ ton}$

Por tanto, se escoge el valor de 228.49 ton. Además, se cumple que  $\phi V_c > Vu$ . Entonces, la verificación por punzonamiento es satisfactorio.

### 8.2.5 Verificación por corte

Como el análisis de presiones y la verificación por punzonamiento fue satisfactorio, entonces de tendrá los siguientes volados:

$$Lvx \ 1 = 0.625 \text{ m}$$

$$Lvx \ 2 = 0.625 \text{ m}$$

$$Lvy \ 1 = 0.625 \text{ m}$$

$$Lvy \ 2 = 0.625 \text{ m}$$

A continuación, se muestra los valores de las cortantes últimas obtenidas para cada dirección:

Para la dirección X:

$$Vu \ 1 = \sigma u \cdot Ly \cdot (Lvx \ 1 - d) = 63.54 \cdot 1.75 \cdot (0.625 - 0.5) = 13.9 \text{ ton}$$

$$Vu 2 = \sigma u \cdot Ly \cdot (Lvx 2 - d) = 63.54 \cdot 1.75 \cdot (0.625 - 0.5) = 13.9 \text{ ton}$$

$$\emptyset Vc = \emptyset \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot Ly \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 1.75 \cdot 0.5 = 57.12 \text{ ton}$$

Para la dirección Y:

$$Vu 1 = \sigma u \cdot Lx \cdot (Lvy 1 - d) = 63.54 \cdot 1.5 \cdot (0.65 - 0.5) = 11.91 \text{ ton}$$

$$Vu 2 = \sigma u \cdot Lx \cdot (Lvy 2 - d) = 63.54 \cdot 1.5 \cdot (0.65 - 0.5) = 11.91 \text{ ton}$$

$$\emptyset Vc = \emptyset \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot Lx \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 1.5 \cdot 0.5 = 48.96 \text{ ton}$$

Para los dos casos se tiene que  $\emptyset Vc > Vu$ , entonces la verificación por corte es satisfactorio.

### 8.2.6. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se tendrá momentos iguales en cada dirección, pues se tomó volados iguales:

Para la dirección X:

$$Mu = \frac{\sigma u \cdot (Lvx)^2 \cdot Ly}{2} = \frac{6.54 \cdot 0.625^2 \cdot 1.75}{2} = 21.72 \text{ ton} - m$$

$$As = 11.68 \text{ cm}^2$$

Además, se tiene que el acero mínimo para zapatas es:

$$As = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 1.75 \cdot 0.6 = 18.9 \text{ cm}^2$$

Por tanto, se usa el acero mínimo.

El espaciamiento según los resultados obtenidos y considerando una varilla de 5/8":

$$S = \frac{2}{18.9} \cdot 1.75 = 0.185 \text{ m} = 0.175 \text{ m}$$

Para la dirección Y

$$Mu = \frac{\sigma u \cdot (Lvy)^2 \cdot Lx}{2} = \frac{63.54 \cdot 0.625^2 \cdot 1.5}{2} = 18.62 \text{ ton} - m$$

$$As = 10.01 \text{ cm}^2$$

Además, se tiene que el acero mínimo para zapatas es:

$$As = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 1.5 \cdot 0.6 = 16.2 \text{ cm}^2$$

Por tanto, se usa el acero mínimo.

El espaciamiento según los resultados obtenidos y considerando una varilla de 5/8":

$$S = \frac{2}{16.2} \cdot 1.5 = 0.185 \text{ m} = 0.175 \text{ m}$$

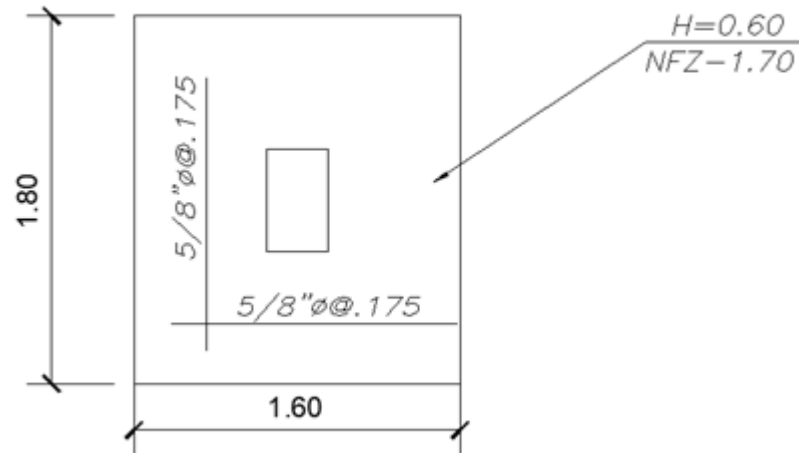


Figura 8.12: Sección y distribución del acero de la zapata

### 8.3. Ejemplo de diseño de viga de cimentación que conecta a la columna C5 con dos placas

Según los datos mencionados en el anterior ejemplo, se diseñará la viga de cimentación de la columna C4 con dos placas según se muestra en la Figura 8.13.

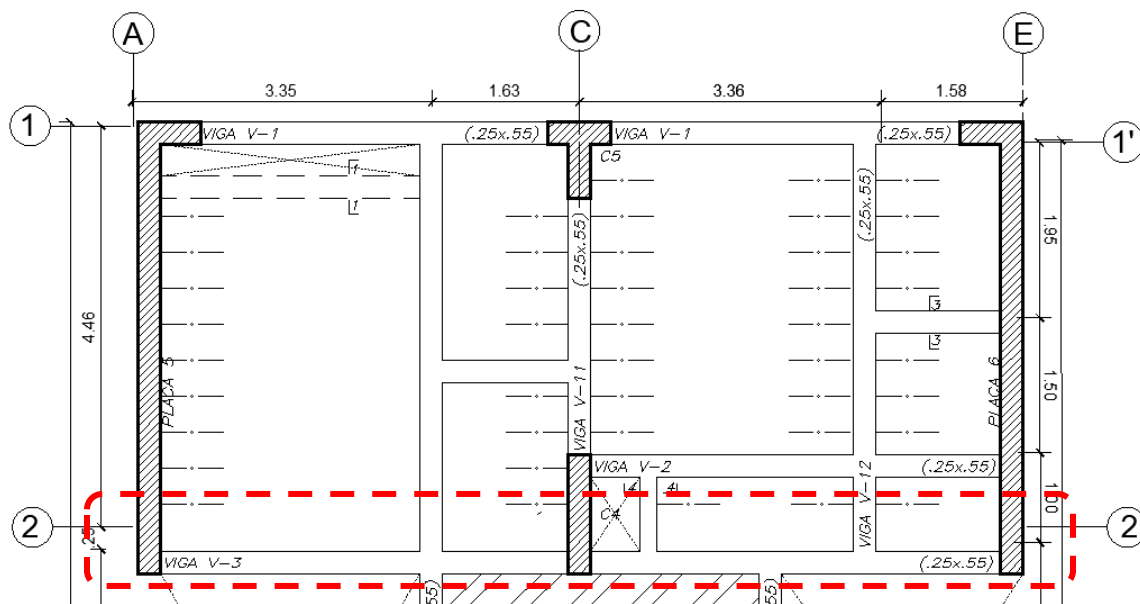
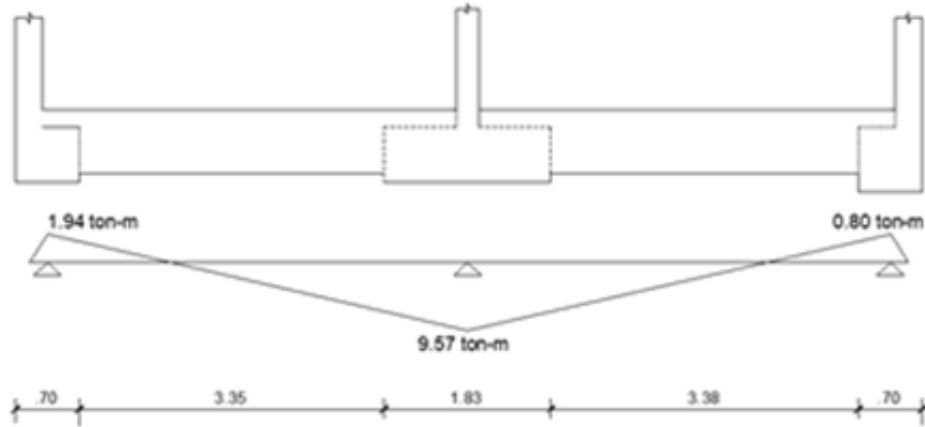


Figura 8.13: Elementos verticales a conectar mediante viga de cimentación

Con la ayuda del programa SAFE se obtiene los momentos que actúan en la viga de cimentación. A continuación, se muestra los resultados en la Figura 8.14:



**Figura 8.14:** Idealización y solicitaciones de la viga de cimentación

Se tiene que:

$$A_s \text{ min} = 0.7 \cdot \frac{\sqrt{210}}{4200} \cdot 25 \cdot 60 = 3.62 \text{ cm}^2 = 2 \phi 5/8''$$

Como se observa en la Figura 8.14 los momentos actuantes en los extremos gobiernan el acero mínimo, mientras que el apoyo en el centro se tendrá que colocar un bastón de 5/8". Analizando simplemente la viga de cimentación solo se requiere acero mínimo en los apoyos; sin embargo, en la Figura 8.15 se muestra el análisis de la cimentación completa.



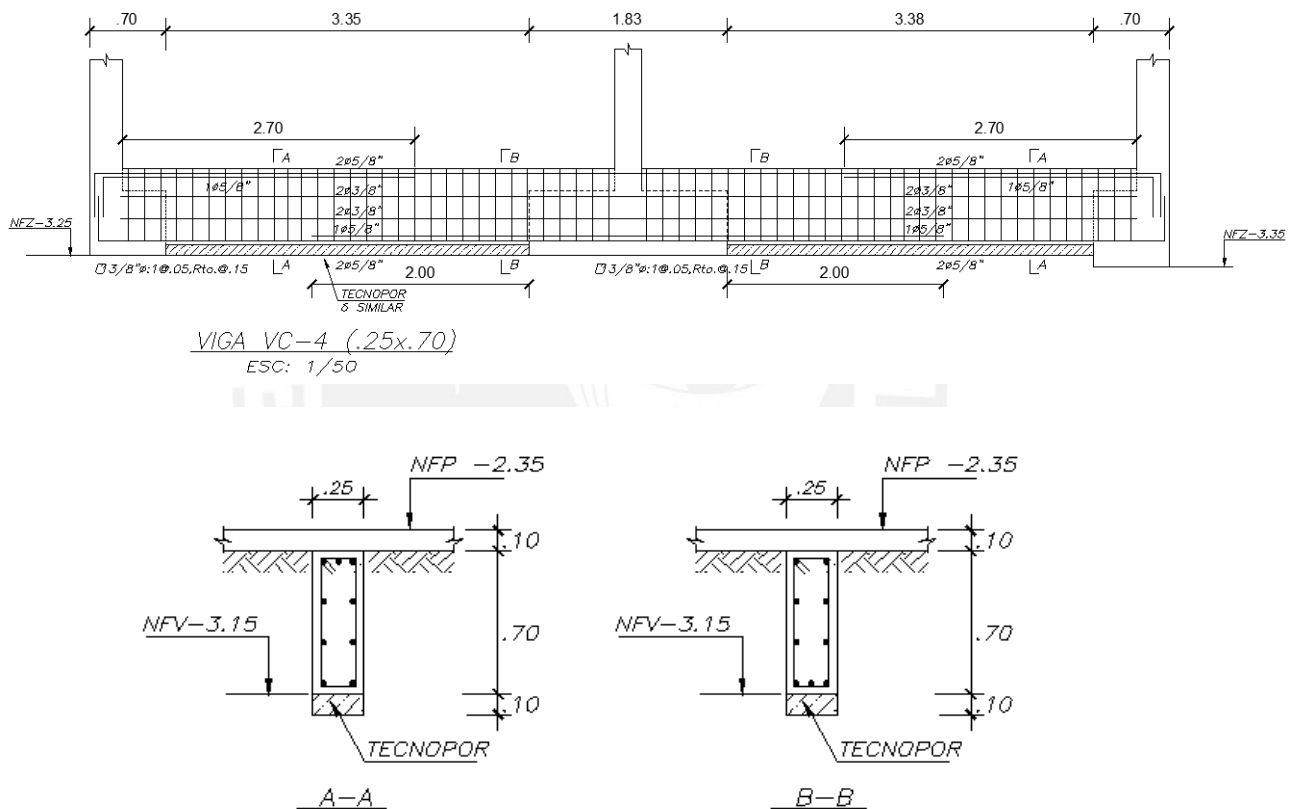
**Figura 8.15:** Acero requerido por metro de ancho en la cimentación

Se observa que la losa de cimentación requiere un bastón y eso lo solucionamos colocando un bastón en la viga de cimentación. Conservadoramente, también se colocará un bastón de 5/8" en el otro apoyo.

Para el espaciamiento de los estribos se utilizará el menor de lo siguiente:

- $16d_b = 16 \cdot \frac{3}{8} \cdot 2.54 = 15.24 \text{ cm}$
- $\frac{d}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$
- $30 \text{ cm}$

Como se observa, se utilizará un espaciamiento de estribos de 15 cm. A continuación, se muestra el detalle de la viga de cimentación:



**Figura 8.16:** Elevación y corte de la viga de cimentación

## 9. DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### 9.1. Diseño de escalera

Las escaleras también son elementos estructurales que solo soporta carga muertas y cargas vivas. Las escaleras se diseñan como losas inclinadas. Se toma como ejemplo la escalera del piso típico. El predimensionamiento de la garganta se toma como la luz entre 25; sin embargo, nos da un valor menor a 15 cm. Por tanto, se toma un valor de 15 cm por tema de vibraciones.

$$\text{Altura de piso} = 2.67 \text{ m}$$

$$\# \text{ contrapasos} = 14$$

$$\text{Altura de contrapasos}(cp) = \frac{2.67}{14} = 0.19 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de paso}(p) = 0.25 \text{ m}$$

Con la siguiente fórmula se puede estimar el peso propio a partir de los datos ya mencionados:

$$\omega_{pp} = \gamma_c \cdot \left(\frac{cp}{2}\right) + t \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2}$$

Reemplazando los valores:

$$\omega_{pp} = 2.4 \cdot \left(\frac{0.19}{2}\right) + 0.15 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{0.19}{0.25}\right)^2} = 0.68 \text{ ton/m}$$

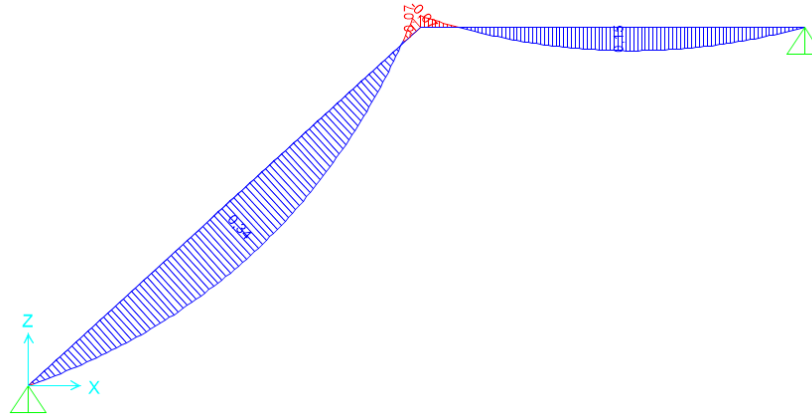
El tramo plano tendrá un espesor de 15 cm mientras que el tramo inclinado una garganta de 15 cm. Teniendo en cuenta todos estos datos se resume los metrados en la siguiente tabla:

**Tabla 9.1:** Metrado de la escalera (ton/m)

Tramo inclinado		Tramo plano	
PP	0.68	PP	0.36
PT	0.10	PT	0.10
S/C	0.20	S/C	0.20

Se considera en el modelo que la escalera solo trabaja en una dirección debido a la relación entre sus lados y que solo está apoyada en sus extremos. El acero mínimo para una losa maciza es:

$$As_{min} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$



**Figura 9.1:** Diagrama de momentos de la escalera

Para el tramo inclinado se tiene el siguiente diseño:

$$Mu^+ = 0.34 \text{ tn} - \text{m} \rightarrow As^+ = 0.76 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow As_{\text{colocado}} = \frac{0.71}{2.70} = \phi 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$$

$$Mu^- = 0.074 \text{ tn} - \text{m} \rightarrow As^- = 0.16 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow As_{\text{colocado}} = \frac{0.71}{2.70} = \phi 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$$

Para el tramo plano se tiene el siguiente diseño:

$$Mu^+ = 0.15 \text{ tn} - \text{m} \rightarrow As^+ = 0.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow As_{\text{colocado}} = \frac{0.71}{2.70} = \phi 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$$

$$Mu^- = 0.074 \text{ tn} - \text{m} \rightarrow As^- = 0.16 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow As_{\text{colocado}} = \frac{0.71}{2.70} = \phi 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$$

En la figura siguiente se muestra el detalle de la escalera inclinada:



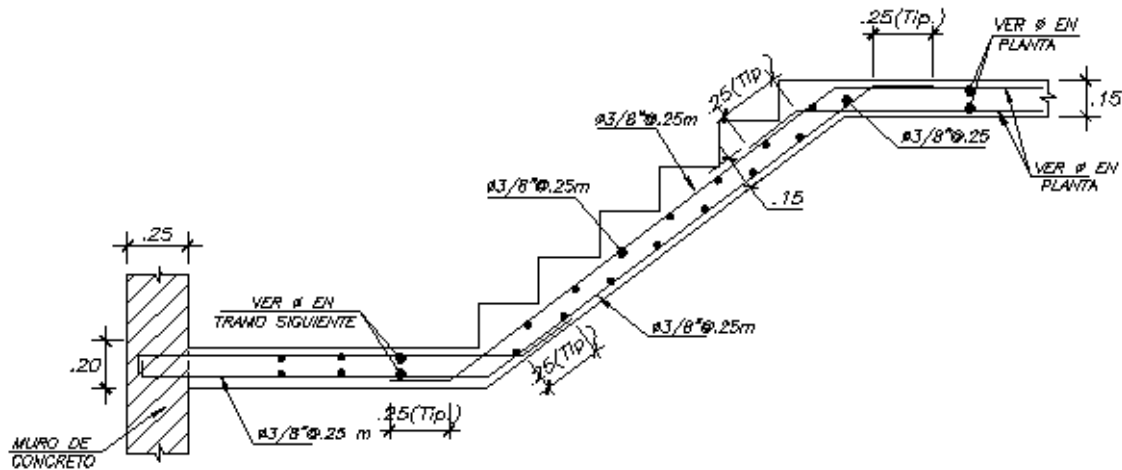


Figura 9.2: Detalle de la escalera

## 9.2. Diseño de muro de sótano

El proyecto cuenta con muros de contención para soportar las cargas laterales debido al terreno mismo y a las presiones laterales que se generan de las edificaciones adyacentes. Además, el proyecto cuenta con una cisterna por lo que se tendrá que considerar en el diseño del muro tanto el empuje del terreno como del agua.

Para el diseño se considera que el muro trabaja solo a flexión y que los apoyos son los techos. La cuantía mínima para un muro de sótano es de 0.002, mientras que el espesor mínimo es de 25 cm. El acero vertical del muro es de 3/8" @ .25 m.

Como se indicó al inicio de este presente trabajo, se cuenta con un buen terreno. El ángulo de fricción de terreno a considerarse en este proyecto es de 36° y el peso específico del terreno es de 1.9 tn/m<sup>3</sup>. A continuación, se determina el coeficiente activo del terreno a partir del ángulo de fricción:

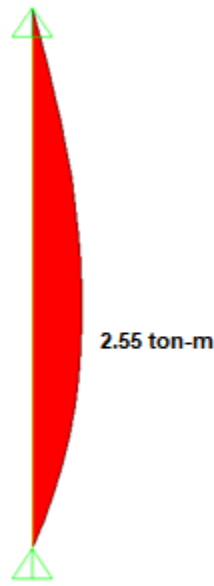
$$k_o = 1 - \text{sen}(36) = 0.41$$

Se considera que existe una edificación adyacente de dos pisos, por lo que se considerará una presión adicional debido al empuje de este (1ton/m<sup>2</sup> por piso). A continuación, se muestra una tabla de presiones:

Tabla 9.2: Presión del suelo que actúa en el muro

Altura (m)	Y*h*Ko (ton/m)	S/C* ko(ton/m)	Presión total(ton/m)
0	0	0.52	0.52
2.75	2.1	0.52	2.62

Como se dijo anteriormente, los techos se consideran como apoyo y además como los muros no tienen contrafuertes, entonces se comporta como un elemento estructural en una sola dirección, por lo que se analizará e idealizará como elemento lineal. A continuación, se muestra lo expresado:



**Figura 9.3:** Diagrama de momentos flectores



**Figura 9.4:** Diagrama de cortantes

Ahora se realiza el diseño a partir del análisis considerado:

$$Mu^+ = 2.55 \text{ ton} - \frac{m}{m} \rightarrow As^+ = 2.52 \text{ cm}^2/m$$

Por lo que se tendrá que utilizar el acero mínimo de 3/8" @.25 m. En el caso de diseño por corte se tendrá lo siguiente:

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 27 = 17.63 \text{ ton}$$

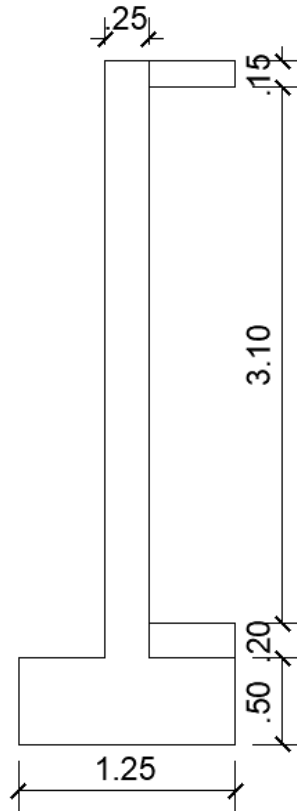
Como el cortante ultimo de diseño Vu (4.49 ton) es menor que la capacidad a cortante del muro, entonces no se tendrá que aumentar el espesor del muro.

### 9.3. Diseño de la cisterna

Para estructuras que contengan líquidos se tienen distintos requerimientos, debido a la exposición que presenta este tipo de estructura. Las paredes de la cisterna se diseña como un muro de contención, dependiendo de las cargas expuestas y su configuración (si esta arriostrado o apoyado). A continuación, se detalla algunos aspectos importantes a tomar en cuenta para este tipo de estructuras:

- De acuerdo a la Norma E.060, para las cargas de empuje debido al propio terreno se utilizará un factor de mayoración de 1.7, mientras que para cargas de empuje debido a líquidos se usará un factor de mayoración de 1.4.
- Para estructuras que contengan líquido se utiliza una cuantía mínima de acero de refuerzo por contracción y temperatura de 0.003. Este valor depende de la longitud entre juntas y el tipo de acero a emplear según los requerimientos del ACI 350.
- Como es una estructura especial que contiene líquido se debe verificar el diseño tanto por resistencia y servicio.
- Para este tipo de estructuras el espesor mínimo puede ser 15 a 20 cm según su importancia. Si es una estructura de más de 3 metros se usará un espesor mínimo de 30 cm según los requerimientos del ACI 350.
- Según el ACI 350, a las combinaciones de carga por resistencia se tendrá que multiplicar por un factor de durabilidad de 1.3 a cada combinación de cargas.
- Para estructuras con contenido de líquidos se utilizará un  $f'c$  mínimo de 280 kg/cm<sup>2</sup>.

Para el diseño de la cisterna se considera dos casos: Caso 1 para el empuje de solo el terreno y el Caso 2 para el empuje solo del agua. Esto se realiza conservadoramente, pues para el Caso 1 se estaría verificando los requerimientos de la estructura estando la piscina vacía, mientras que el Caso 2 se verifica cuando la cisterna está llena. Se comenzará la estructuración con una dimensión de 2.5x2.5x2.5 m medido de las caras interiores de la cisterna. A continuación se muestra las dimensiones propuestas:



**Figura 9.5:** Dimensiones preliminares de la cisterna

**Análisis de presiones:**

Se realizará el análisis de presiones para un metro de ancho para el Caso 1 que es el más crítico:

$$\text{Peso propio} = (1.25 \cdot 0.50 + 3.45 \cdot 0.25) \cdot 2.4 = 3.57 \text{ ton}$$

$$\text{Area de la zapata} = 1.25 \cdot 1 = 1.25 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso del terreno del lado izquierdo} = 0.5 \cdot 3.45 \cdot 1.9 = 3.28 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de la losa} = 2.4 \cdot 0.5 \cdot (0.20 + 0.15) = 0.42 \text{ ton}$$

$$\text{Peso s/c} = 0.25 \cdot 0.5 = 0.125 \text{ ton}$$

Calculado estos parámetros se calcula el peso total que recibe la cimentación:

$$\text{Peso total} = \text{Peso propio} + \text{Peso del terreno} + \text{Peso de la losa} + \text{Peso s/c}$$

$$\text{Peso total} = 3.57 + 3.28 + 0.42 + 0.125 = 7.39 \text{ ton}$$

Ahora se procede a calcular las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura:

$$F1 = \frac{(1.9 \cdot 3.95 \cdot 0.33)(3.95)}{2} = 4.89 \text{ ton}$$

$$F2 = (0.25 \cdot 0.33)(3.95) = 0.33 \text{ ton}$$

Donde:

- F1 es la carga puntual actuante debido al terreno
- F2 es la carga puntual actuante debido a la s/c

Seguidamente, se calcula los momentos actuantes y resistentes:

$$M1 = \frac{4.89 \cdot 3.95}{3} = 6.44 \text{ ton} - m$$

$$M2 = \frac{0.33 \cdot 3.95}{2} = 0.65 \text{ ton} - m$$

$$M3 = (3.45 \cdot 0.25 \cdot 2.4)(0.625) = 1.29 \text{ ton} - m$$

$$M4 = (1.25 \cdot 0.5 \cdot 2.4)(0.625) = 0.94 \text{ ton} - m$$

$$M5 = (0.57)(0.25) = 0.14 \text{ ton} - m$$

$$M6 = (3.28)(1) = 3.28 \text{ ton} - m$$

$$M7 = (0.13)(1) = 0.13 \text{ ton} - m$$

$$M8 = (2.4 \cdot 0.5(0.20 + 0.15))(0.25) = 0.11 \text{ ton} - m$$

$$M_{actuante} = M1 + M2 = 7.09 \text{ ton} - m$$

$$M_{resistente} = M3 + M4 + M5 + M6 + M7 + M8 = 7.15 \text{ ton} - m$$

$$M_o = M_{actuante} - M_{resistente} = 0.06 \text{ ton} - m$$

$$e' = \frac{M_o}{\text{Peso total}} = \frac{0.06}{7.39} = 0.75 \text{ cm}$$

$$e = \frac{B}{2} - e' = \frac{125}{2} - 0.75 = 61.75 \text{ cm} = 0.6175 \text{ m}$$

La presión que actúa sobre la cimentación es:

$$\sigma = \frac{\text{Peso total}}{\text{Area de la zapata}} \pm \frac{(e \cdot \text{Peso total}) \cdot \frac{B}{2}}{\frac{1}{12} \cdot B^3 \cdot 1}$$

$$\sigma_1 = 25.24 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = -12.51 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Como hay presencia de tracción del terreno, entonces se tendrá que aumentar las dimensiones de la zapata. Se aumentará el ancho de la zapata en la zona donde se presenta la tracción. Por lo tanto,

aumentamos la dimensión de 1.25 m a 2 m. Se utiliza los mismos procedimientos anteriormente explicado y se obtiene las siguientes presiones:

$$\sigma_1 = 9.87 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = -0.15 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Como aún se tiene tracción en la cimentación, entonces se aplicará el criterio de Meyerhof:

$$\sigma = \frac{\text{Peso total}}{2(0.5 \cdot B - e) \cdot 1} = \frac{9.72}{2(0.5 \cdot 2 - 0.34) \cdot 1} = 7.36 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{admisible}} = 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

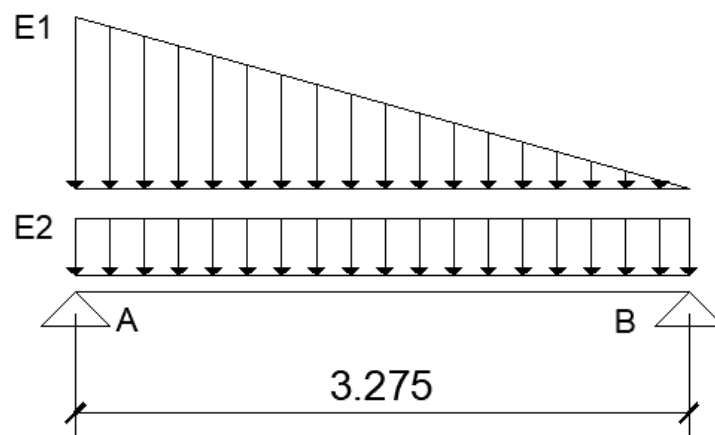
### **Diseño del muro de la cisterna Caso 1:**

Para el diseño del muro se realizará el Caso 1 y Caso 2. Para el Caso 1, se tiene las siguientes fuerzas distribuidas aplicadas al muro:

$$E1 = 1.3 \cdot 1.7 \cdot 1.9 \cdot 3.275 \cdot 0.33 = 4.54 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

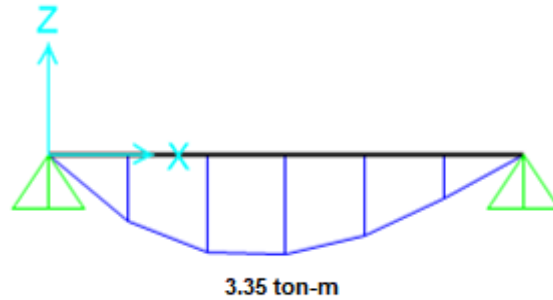
$$E2 = 1.3 \cdot 1.7 \cdot 0.25 \cdot 0.33 = 0.1823 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Se idealiza el muro como la siguiente imagen:

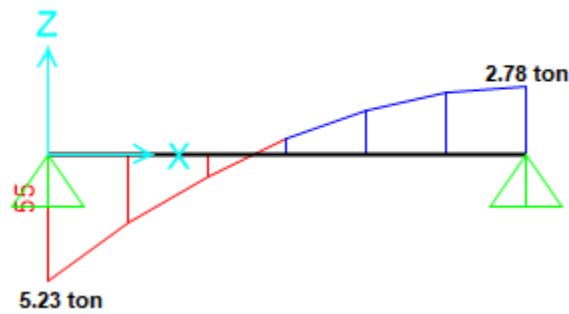


**Figura 9.6:** Idealización del muro

A continuación se muestra las sollicitaciones del muro:



**Figura 9.7:** Diagrama de momentos



**Figura 9.8:** Diagrama de cortantes

### Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se considera un ancho de 1 metro y un peralte efectivo de 21 cm, considerando un recubrimiento de 4 cm. A partir de estos datos se obtiene el acero requerido:

$$A_{s_{requerido}} = 4.30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Diseño por corte

Para el diseño por corte se considera lo mencionado en el diseño por flexión. A continuación se muestra la capacidad resistente a corte del concreto:

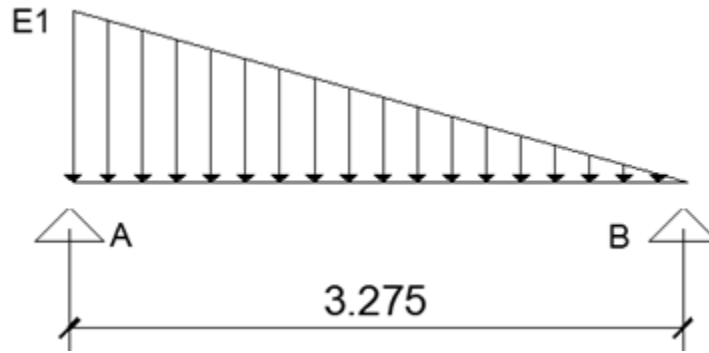
$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot 21 = 15.83 \text{ ton}$$

Como mi solicitación a cortante  $V_u=5.23 \text{ ton}$ , entonces se cumple el criterio de diseño por corte.

### Diseño del muro de la cisterna Caso 2:

Para el Caso 2, se tiene las siguientes fuerzas distribuidas aplicadas al muro:

$$E1 = 1 \cdot 3.275 \cdot 1.4 \cdot 1.3 = 6.96 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$



**Figura 9.9:** Idealización del muro

### **Diseño por flexión**

Para el diseño por flexión se considera un ancho de 1 metro y un peralte efectivo de 21 cm, considerando un recubrimiento de 4 cm. Para el Caso 2 se obtuvo un momento último de 4.72 ton-m. A partir de estos datos se obtiene el acero requerido:

$$A_{s_{requerido}} = 6.10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### **Diseño por corte**

Para el diseño por corte se considera lo mencionado en el diseño por flexión. A continuación, se muestra la capacidad resistente a corte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot 21 = 15.83 \text{ ton}$$

Como mi sollicitación a cortante  $V_u = 7.59 \text{ ton}$ , entonces se cumple el criterio de diseño por corte.

### **Cuantía mínima**

Como se mencionó anteriormente, para estructuras que contengan líquido se utilizará una cuantía mínima de 0.003.

$$A_{s_{min}} = 0.003 \cdot 100 \cdot 25 = 7.5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se observa que el acero mínimo gobierna el diseño. Por lo que se utilizará acero de 1/2" @ 0.15 m. Este valor deberá verificarse según el diseño por servicio.

### **Diseño por servicio**

El diseño por servicio se realiza para cualquier tipo de elemento estructural; sin embargo, se utiliza en especial cuidado para este tipo de estructuras, pues el funcionamiento de este no debe ser interrumpido, por lo que la durabilidad de esta estructura debe ser considerado en el diseño.

En reservorios es importante la consideración del control de fisuras para así evitar cualquier tipo de interrupción de la estructura debido a la fuga de agua y la corrosión del acero. En el ACI 350 se recomienda controlar la fisuración según la siguiente expresión:

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A}$$



Donde:

- $Z$  es un valor límite para controlar la tracción por flexión
- $f_s$  es el esfuerzo de tracción debido a las cargas de servicio. Este valor se puede aproximar al 60% del esfuerzo de fluencia.
- $d_c$  es la medida desde el extremo de la fibra en tracción del concreto al centroide del acero en tracción.
- $A$  es el área de concreto alrededor del acero en tracción y cuyo valor es  $A = 2 \cdot d_c \cdot b_w$ .
- $b_w$  es el ancho tributario en la que se encuentra un solo refuerzo vertical.

Reemplazando valores:

$$f_s = 0.6 \cdot f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_c = 5 \text{ cm}$$

$b_w = 15 \text{ cm}$ , es el espaciamiento del acero vertical

$$A_c = 2 \cdot 5 \cdot 15 = 150 \text{ cm}^2$$

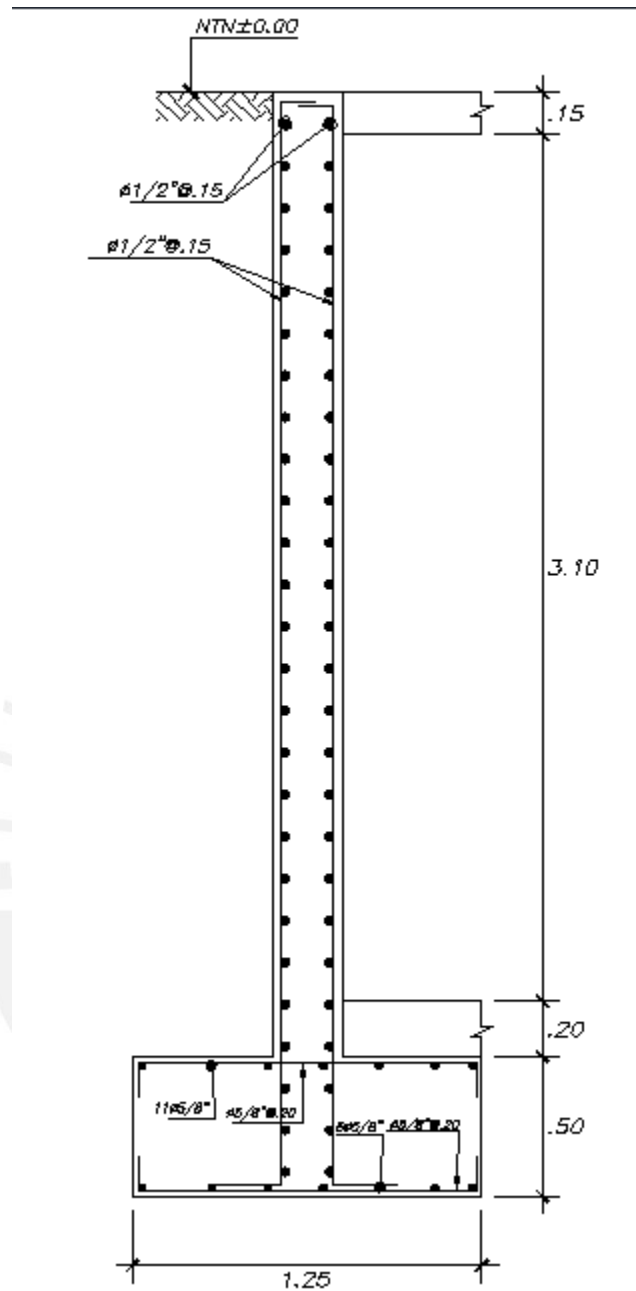
$$Z = 2520 \cdot \sqrt[3]{5 \cdot 150} = 22895.72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \leq 26000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

A partir de estos valores, se obtiene el espaciamiento según el control de fisuraciones:

$$S = \frac{Z^3}{2 \cdot d_c^2 \cdot f_s^2} = 15 \text{ cm}$$

Al final el acero tendrá una distribución de 1/2" @0.15 m.

Finalmente, se muestra el detalle de la cisterna. Cabe mencionar que el diseño de la cimentación fue gobernada por el acero mínimo:

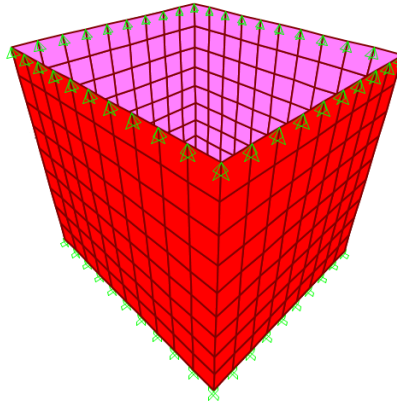


**Figura 9.10:** Detalle de la cisterna

#### 9.4. Diseño de tanque elevado

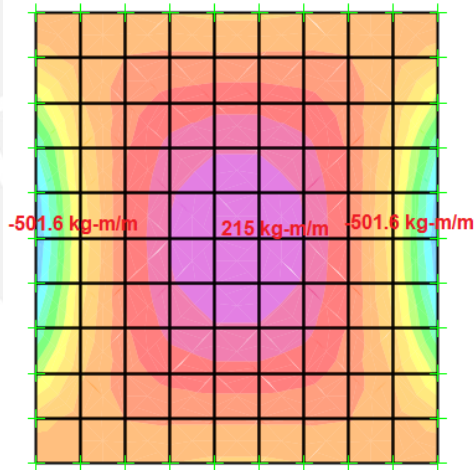
Para el diseño del tanque elevado se utilizó las mismas consideraciones que la cisterna. La cisterna tiene una dimensión en planta de 2.1 x 1.88 m con un altura de 1.75 m medido desde losa a losa del tanque elevado. Para el análisis de este tipo de estructura se consideró solo la presión del agua y cuyo análisis de realizó en el software SAP2000. Conservadoramente, se consideró una altura de agua de 1.75 m. En el caso de los muros de la cisterna se tendrá un espesor de 20 cm con una carga distribuida

triangular debido al empuje del agua de 1.75 ton/m en la parte inferior. En el caso de la losa de fondo se tendrá un espesor de 20 cm y una carga distribuida de 1.75 ton/m<sup>2</sup>. A continuación, se muestra el modelo considerado:

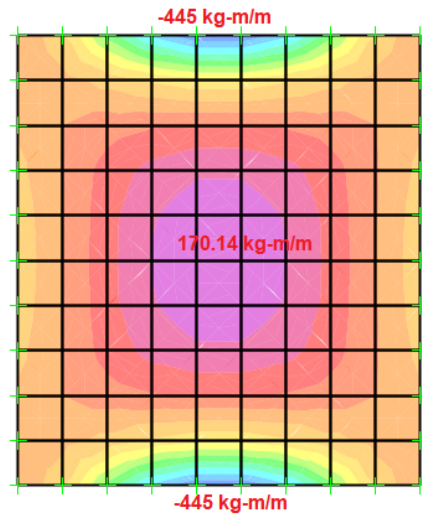


**Figura 9.11:** Modelo de SAP2000

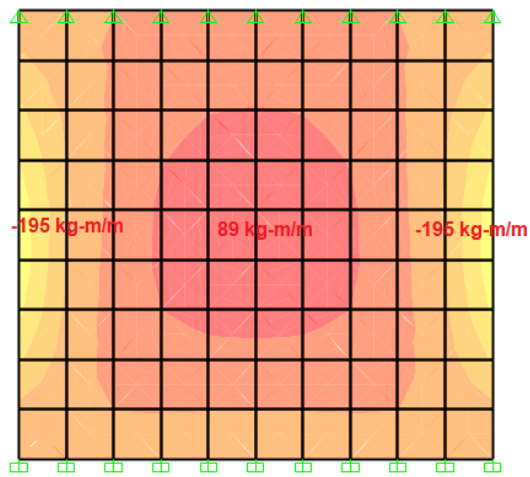
Como se observa en la figura en la parte inferior se consideró empotrado debido al monolitismo de la estructura y en la parte superior se consideró articulado debido al arriostramiento de la losa de techo. A continuación se muestra los resultados del tanque elevado:



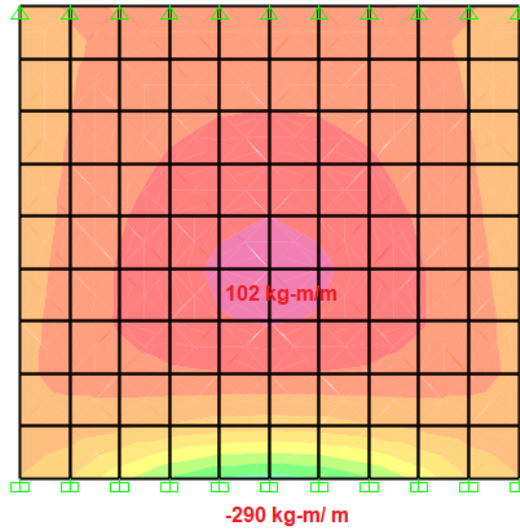
**Figura 9.12:** Momentos en la dirección X-X de la losa



**Figura 9.13:** Momentos en la dirección Y-Y de la losa



**Figura 9.4:** Momentos en la dirección X-X del muro



**Figura 9.15:** Momentos en la dirección Y-Y del muro

Como se observa las solicitaciones que presenta el tanque elevado son mínimas por lo que gobernará el acero mínimo y el control de fisuraciones. Por lo tanto, se colocará 1/2" @0.15 m en muros y losas.

### 9.5. Diseño de tabiquería

Para los elementos no estructurales como en el caso de la tabiquería, se verificará el volteo del muro de tabiquería y el diseño de la columneta. Según el artículo 29.6 de la norma E.070 de albañilería, el muro recibirá una carga distribuida uniforme y se considerará el muro como si fuera una losa apoyada. La carga distribuida según la norma de albañilería:

$$w = 0.8 \cdot (ZUC) \cdot \gamma \cdot e$$

A continuación, se muestra los parámetros para obtener la carga distribuida uniforme sobre el muro de tabiquería:

- L=Longitud de la tabiquería=1.2 m
- H= Altura de la tabiquería= 1.92 m
- e= Espesor del muro con tarrajeo= 0.15 m
- $\gamma=1.35 \text{ ton/m}^3$
- Z= 0.45
- U = 1
- C = 2.5

A continuación, se reemplaza los valores:

$$w = 0.8 \cdot (0.45 \cdot 1 \cdot 2.5) \cdot (1.35 \cdot 0.13 + 2 \cdot 0.02) = 0.194 \text{ ton/m}^2$$

De acuerdo del artículo 29.7 de la norma de albañilería, el momento flector distribuido por unidad de longitud que recibe el muro de albañilería es:

$$M_s = m \cdot w \cdot a^2$$

Donde:

- a es la dimensión mínima del muro de tabiquería según sea el caso(CASO 1 de la Tabla 12)
- b es la dimensión máxima del muro de tabiquería según sea el caso(CASO 1 de la Tabla 12)
- m es un factor que se obtiene de la tabla 12 de la norma de albañilería a partir de la relación entre a y b.

Reemplazando valores:

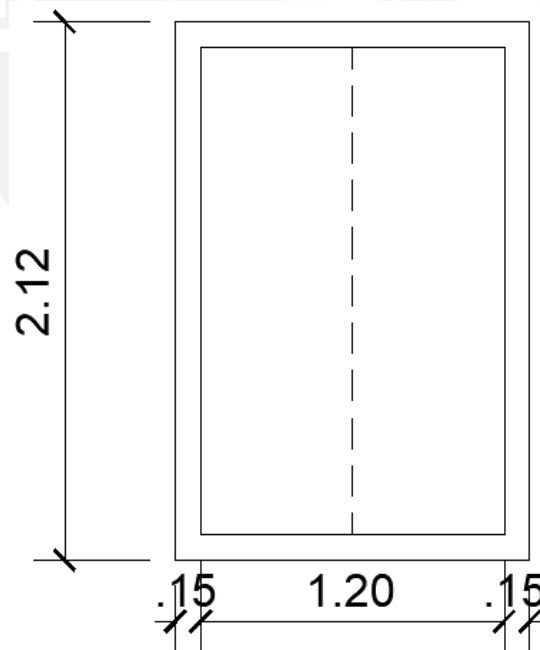
$$M_s = 0.0862 \cdot 0.194 \cdot 120^2 = 24.08 \text{ kg} - \text{cm/cm}$$

Según el artículo 30.6 de la norma de albañilería, se tendrá que el esfuerzo normal producido por el momento flector calculado será:

$$f_m = \frac{6 \cdot M_s}{t^2} = \frac{6 \cdot 30.66}{13^2} = 0.85 \text{ kg/cm}^2$$

De acuerdo al artículo 31.3 de la Norma E.070, en la albañilería simple el esfuerzo normal producto del momento flector será menor que  $1.5 \text{ kg/cm}^2$ , lo cual cumple con la condición dada.

Una vez verificado el volteo del muro de albañilería, se procede a diseñar la columneta. La columneta recibirá una carga distribuida producto de la carga uniforme que recibe el muro.



**Figura 9.16:** Elevación del muro de tabiquería

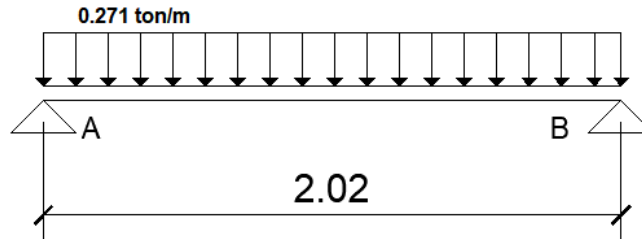
Las cargas que recibirá la columneta serán debido a su propio peso y a la tabiquería:

$$W_{u1} = 1.25 \cdot 0.194 \cdot 0.6 = 0.145 \text{ ton/m}$$

$$W_{u2} = 1.25 \cdot (0.8 \cdot 0.45 \cdot 1 \cdot 2.5(2.4 \cdot 0.3 + 2 \cdot 0.02)) \cdot 0.10 = 0.086 \text{ ton/m}$$

$$W_u = W_{u1} + W_{u2} = 0.271 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Se muestra la columneta idealizada con la carga distribuida:



**Figura 9.17:** Columneta simplemente apoyada

Se diseñará la columneta como si fuera una viga simplemente apoyada:

$$M_u = \frac{0.271 \cdot 2.02^2}{8} = 0.138 \text{ ton} - \text{m}$$

$$V_u = \frac{0.271 \cdot 2.02}{2} - 0.271 \cdot 0.1 = 0.247 \text{ ton}$$

Calculamos la capacidad resistente de la columneta:

$$A_s = 2\emptyset 3/8'' = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \rightarrow a = 3.34 \text{ cm}$$

$$\emptyset M_n = 0.9 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(0.1 - \frac{0.0334}{2}\right) = 0.45 \text{ ton} - \text{m}$$

$$\emptyset V_c = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot 10 \cdot 10 = 0.65 \text{ ton}$$

Se observa que con el acero propuesto se cumple las solicitaciones. Finalmente, y optimizando el acero se utilizará 4 varillas de acero vertical de 8 mm y una distribución de acero de 1 @0.05 m resto @0.15 m.

## 10. Comentarios

- Se realizó el metrado manual y se comparó con los resultados con el programa Etabs 2018. Los resultados fueron muy cercanos por lo que el uso de este software es recomendable para el análisis estructural.
- El sistema estructural es de muros, debido a que las placas absorben más del 80% de la cortante basal en ambas direcciones de análisis.
- Las derivas obtenidas tanto en la dirección “X” e “Y” fueron 0.65% y 0.20% respectivamente. Por lo tanto, se cumple con el requisito estipulado por la Norma E.060 para edificios de concreto armado (derivada máxima de 0.7%). En tanto a la tabiquería al estar compuesto por otro tipo de material, se usará una junta de 1” con la finalidad protegerlo de las distorsiones máximas de la edificación.
- Las vigas se diseñan por flexión y por corte con la finalidad de obtener un comportamiento dúctil. Además, el diseño debe realizarse por capacidad. En el presente proyecto se tienen dos tipos de vigas: vigas sísmicas (vigas en la que predomina las fuerzas de sismo) y las vigas no-sísmicas (vigas en la que predomina las cargas de gravedad). Estos dos tipos de vigas presentan distintos comportamiento y distinto armado. Generalmente, las vigas sísmicas son las que se encuentran entre placas y las vigas no-sísmicas son las que predominan las solicitaciones por gravedad.
- Para el diseño de los muros de corte se consideró que los elementos de borde presenten una longitud mínima en los núcleos de borde y en toda su altura, debido a que estos elementos presentan gran concentración de esfuerzos y por ende deben estar debidamente reforzados.
- Para el predimensionamiento de los elementos estructurales se utilizó los criterios del libro “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado 2d edición (Blanco, 1994). Estos elementos fueron sometidos a las distintas solicitaciones para el diseño. Se llega a la conclusión de que los elementos estructurales predimensionados en base a este criterio nos da secciones conservadoras que ayudan a controlar las fisuraciones, deflexiones y derivas de entre piso.
- Para el análisis de la losa maciza se consideró que las vigas o placas, donde se apoya la losa, como infinitamente rígidos. Este tipo de consideración nos da resultados conservadores en comparación del análisis de losas con el software SAFE. Este último método utiliza el método de elementos finitos; sin embargo, no da resultados tan conservadores, pues considera la distribución de esfuerzos según la rigidez de los elementos estructurales.
- Se decidió colocar vigas de cimentación para uniformizar las presiones de las losas de cimentación. Además, las cimentaciones de las placas de borde presentaban grandes presiones en las esquinas y para solucionar este problema se decidió colocar vigas de cimentación para uniformizar estas presiones. También estas vigas ayudan a eliminar el problema de punzonamiento en las losas.
- Las losas para que sean considerados como diafragma no debe haber grandes aberturas en la planta y que sea lo más regular posible. Sin embargo, la arquitectura del proyecto condiciona el desempeño de la estructura debido a que flexibiliza el diafragma. Determinar si una losa de entrepiso es un diafragma rígido o no es un cálculo tedioso y que no es aceptado por algunos autores. Sin embargo, en el presente proyecto se considera como diafragma rígido la losa de entrepiso al no presentar grandes aberturas. Si la losa de entre piso presente un



diafragma flexible entonces no se transmitirá eficientemente las fuerzas inerciales ni la masa. Esto produce grandes concentraciones de esfuerzos en ciertas partes del diafragma.

- El diseño se realiza considerando un comportamiento dúctil de los elementos estructurales. Es importante que se cumpla el criterio de demanda/capacidad para estos elementos y que el acero requerido se ha obtenido por el diseño por capacidad de los miembros a flexión. Se tiene además que los muros de corte se verifican por flexocompresión y corte. Además, se debe obtener los elementos de borde requeridos por la norma E.060.
- El correcto diseño y detallado de los planos permiten que el constructor pueda ejecutar los proyectos con errores mínimos. Además, se debe considerar a la hora del diseño tener en cuenta el proceso constructivo, pues si solo se diseña sin considerar este aspecto puede que haya problemas durante el proceso constructivo.
- A pesar de que una estructura tenga una planta simétrica, se presenta irregularidades en planta debido a una distribución excéntrica de rigideces y masas en los entresijos. Esto genera un incremento de torsión. Cuando la irregularidad es en altura es un poco más complejo debido a que en los modelos estructurales idealizados consideran un comportamiento análisis elástico-lineal. Para este tipo de irregularidades es mejor realizar un análisis no-lineal, pues el comportamiento inelástico de los materiales produce concentraciones de esfuerzos en las zonas donde hubiera dicha irregularidad. El análisis lineal-elástico no puede determinar estas concentraciones de esfuerzos lo que conlleva a posibles fallas frágiles de los elementos estructurales.
- Los códigos de diseño tanto nacionales como internacionales estipulan diseños para estructuras sismorresistentes para responder ante sollicitaciones que involucren en el rango inelástico y además que estas estructuras puedan disipar la energía durante un evento sísmico. Por ellos tanto las fuerzas y aceleraciones que se obtienen del espectro de diseño elástico son reducidas por el factor R. Esto conlleva a que el espectro de diseño elástico se transforme a un espectro de diseño inelástico.
- La estructura solo podrá tener un comportamiento dúctil y la posibilidad de disipar energía ante eventos sísmicos siempre y cuando los elementos estructurales no presenten una falla frágil. Por otro lado, si los elementos estructurales presentan un comportamiento dúctil, puede también presentarse el fenómeno de pandeo o inestabilidad local en los elementos estructurales.

## 11. Conclusiones

- Los periodos fundamentales en ambas direcciones muestran la gran importancia de los muros de corte, pues a mayor rigidez estructural se tendrá menor periodo fundamental. En zonas de alta peligrosidad sísmica se recomienda que las estructuras sean lo más rígidas posible (y económico), debido a que la deformación de la estructura genera daños importantes.
- El acero mínimo de la Norma E.060 es muy conservador. En la presente tesis se observó que el acero mínimo para las losas y cimentaciones fue gobernado por el acero mínimo de la norma peruana.
- La estructuración es una de las etapas más importante a la hora de diseñar un proyecto. Se busca que la estructura tenga la mayor rigidez posible y esto se logra ubicando los muros de concreto armado más lejos del centro de masa y siempre verificando que estos muros tengan un comportamiento dúctil.

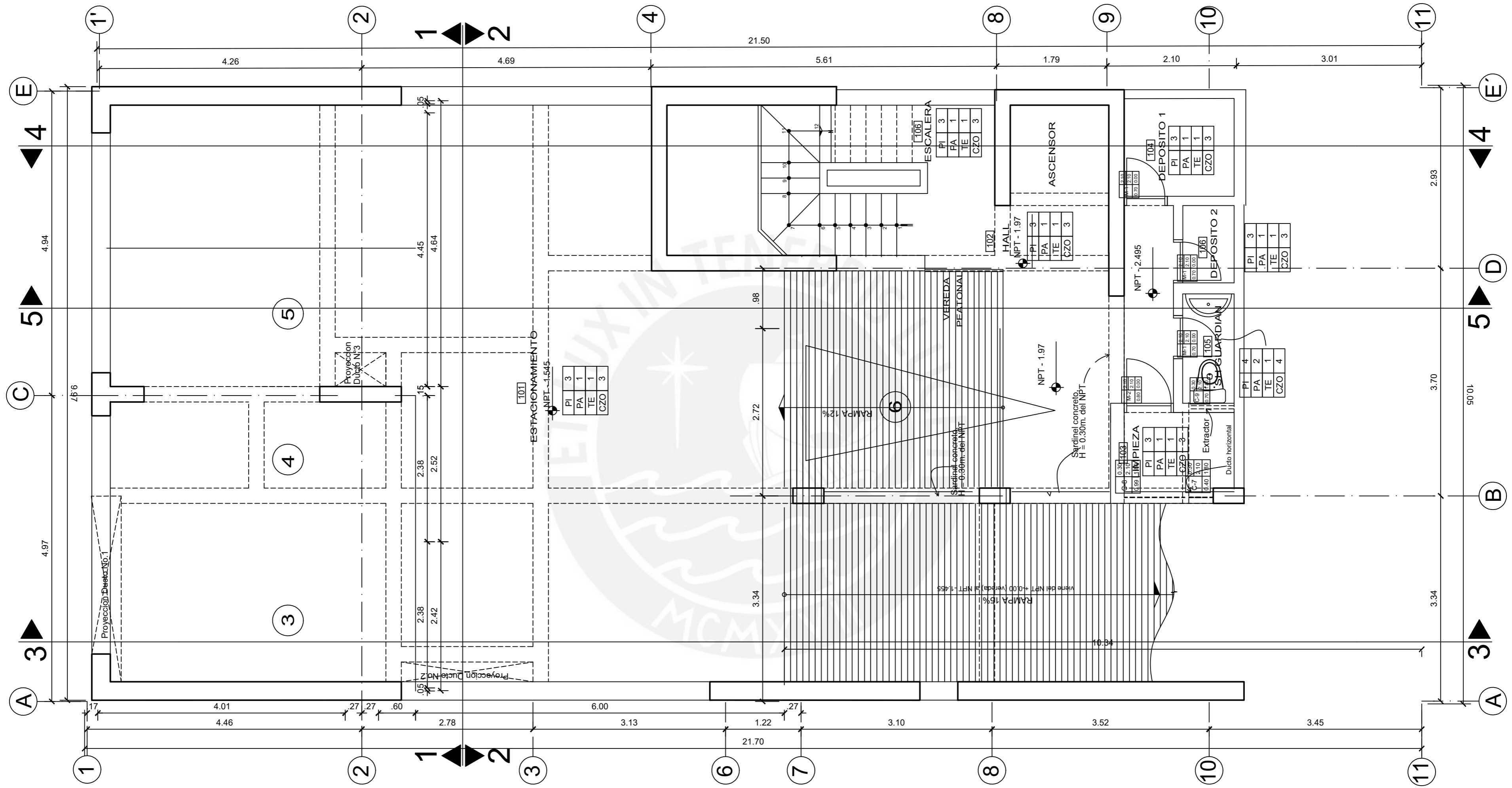
- En el presente trabajo se tuvo en una de las primeras estructuraciones un caso muy particular. Se tenía dos elementos estructurales verticales de distinto comportamiento. En la caja del ascensor se tenía una placa en forma de U y una columna cercana a esta placa unida por una viga rígida. En este caso se tenía un comportamiento dúctil (placa) cercano a una columna de comportamiento frágil unida por una viga rígida. Debido a que este tipo de estructuración se tendría una concentración de esfuerzo en esa zona se decidió eliminar la columna y ampliar la placa del ascensor hasta la ubicación de la columna.
- En la etapa de diseño de muros de concreto armado, se tuvo inconvenientes en el diseño por corte. Esto debido a que los muros de concreto armado más alejados del centro de masa reciben grandes fuerzas cortantes. La solución a este problema es aumentando más placas en la dirección de análisis o cambiando la geometría de la sección de los muros de concreto. En el presente proyecto, se optó por la primera solución con la finalidad de que la cortante basal se distribuyas en todos los muros.
- En el diseño de los elementos estructurales se debe tener especial consideración en las uniones de estos elementos, pues si se considera el diseño de forma individual se podría tener problemas de congestión en estas uniones.
- Tanto el diseño de elementos no estructurales como el diseño para cargas en servicio son un tema muy importante. En el primer caso, estos elementos no estructurales deben ser diseñados y tener un adecuado detalle para evitar su colapso o volcamiento durante un evento sísmico. En el segundo caso, omitir el diseño por cargas en servicio podría afectar el confort de las personas que ocupan estas estructuras, pues podría haber problemas de fisuraciones y deflexiones importantes tanto en vigas como en losas.

## **12. BIBLIOGRAFIA**

- Ottazzi, Gianfranco. Apuntes del curso Concreto Armado 1, Fondo Editorial PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima, 2010.
- Higashi, Julio. Estructuración y Comportamiento de Estructuras frente a Sismo [diapositiva], Lima, Consulta: 2 de Mayo del 2019.
- Fratelli, Maria, Suelos, Fundaciones y Muros. Caracas, Venezuela, 1993.
- Villareal, Genner. Estructura, elementos y sistemas estructurales [diapositiva], Lima, Consulta: 2 de Mayo del 2019.
- San Bartolomé, Ángel. Análisis de Edificios, Fondo Editorial PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima, 1998
- Blanco, Antonio. Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, Colegio de Ingenieros del Perú, Lima, 1994, 2da Edición.
- MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCION Y SANEAMIENTO. Norma E.020 Cargas: Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú, 2006.

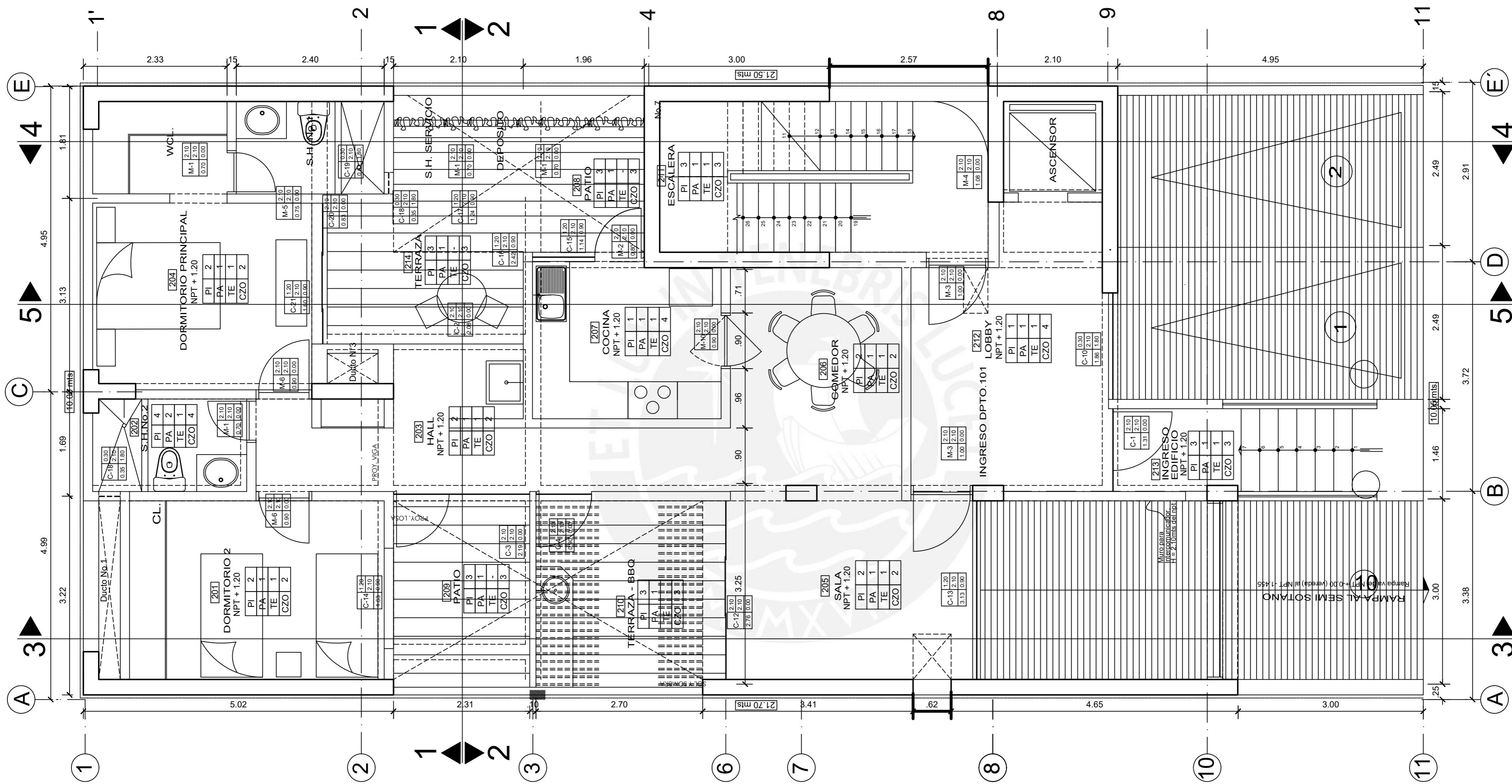
- MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCION Y SANEAMIENTO. Norma E.030 Diseño Sismorresistente: Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú, 2018.
- MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCION Y SANEAMIENTO. Norma E.050 Suelos y Cimentaciones: Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú, 2018.
- MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCION Y SANEAMIENTO. Norma E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú, 2009.





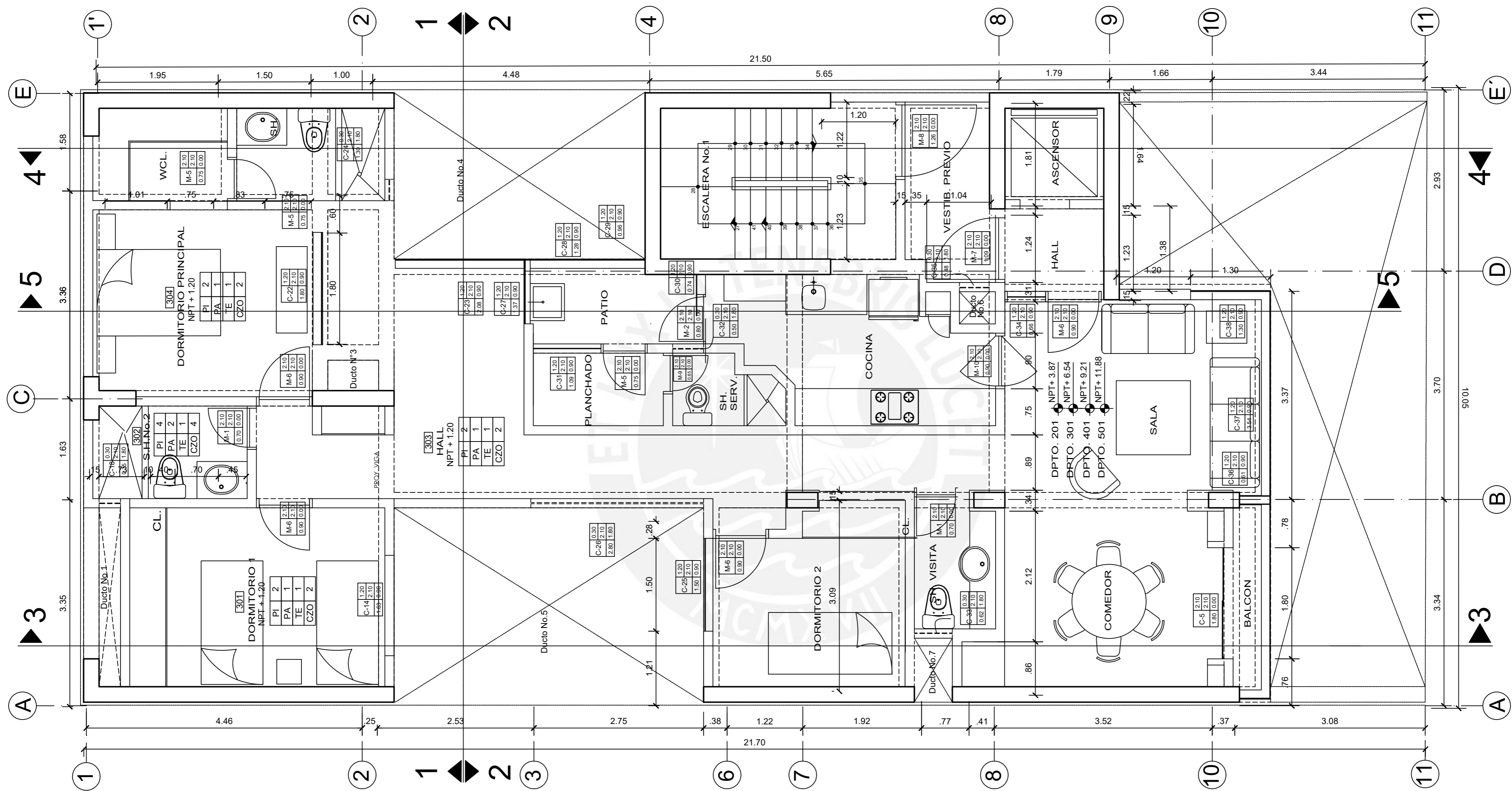
# PLANTA SEMISOTANO

PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMINA N° :  <b>A1</b>
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos		
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA		
N° :	A2		
PLANO :	PLANTA SEMISOTANO		
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021	



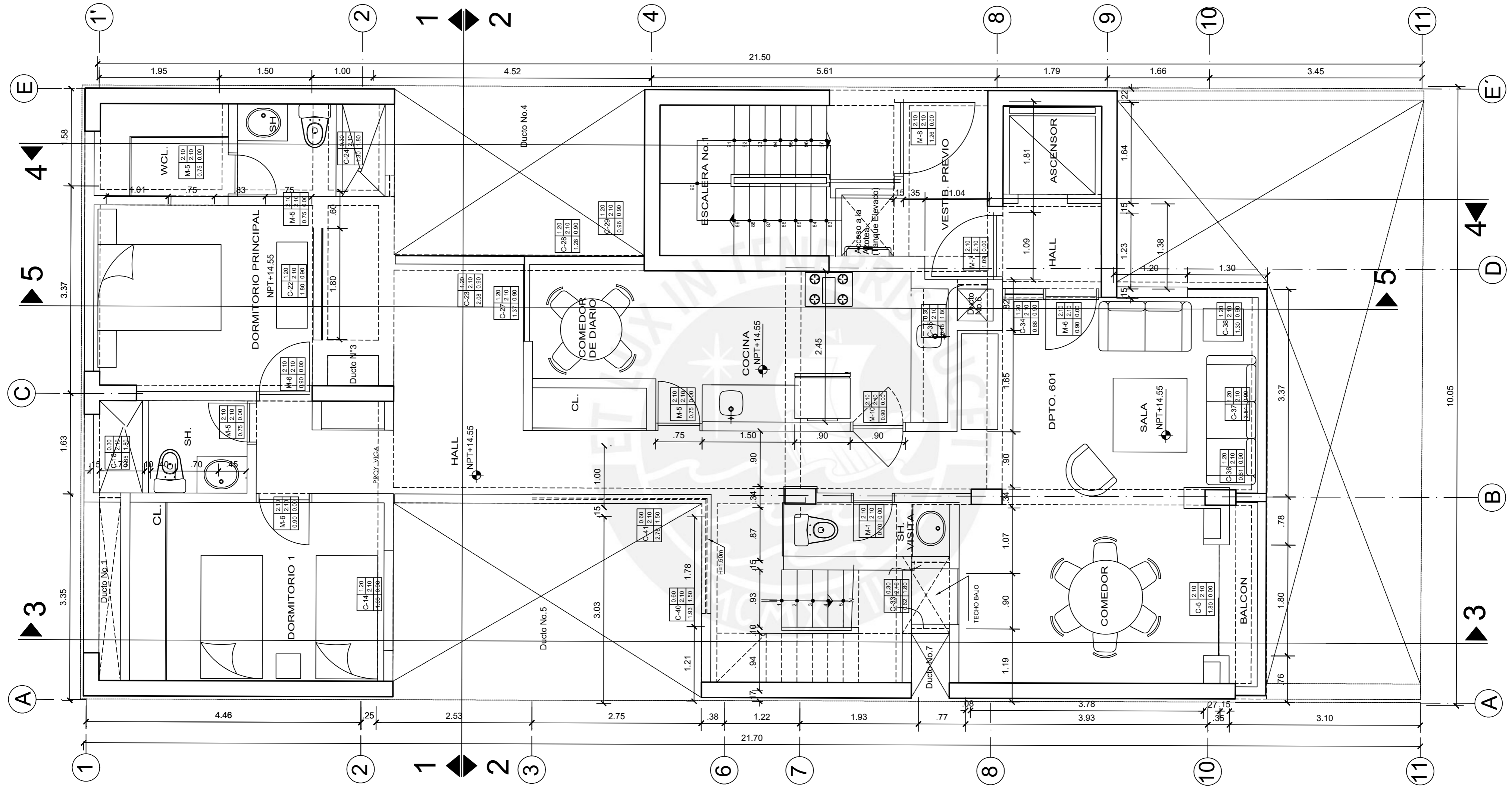
PRIMER PISO

PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMINA N° :  A2
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos		
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA		
N° :	A2		
PLANO :	PLANTA PRIMER PISO		
DIBUJO :	Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021



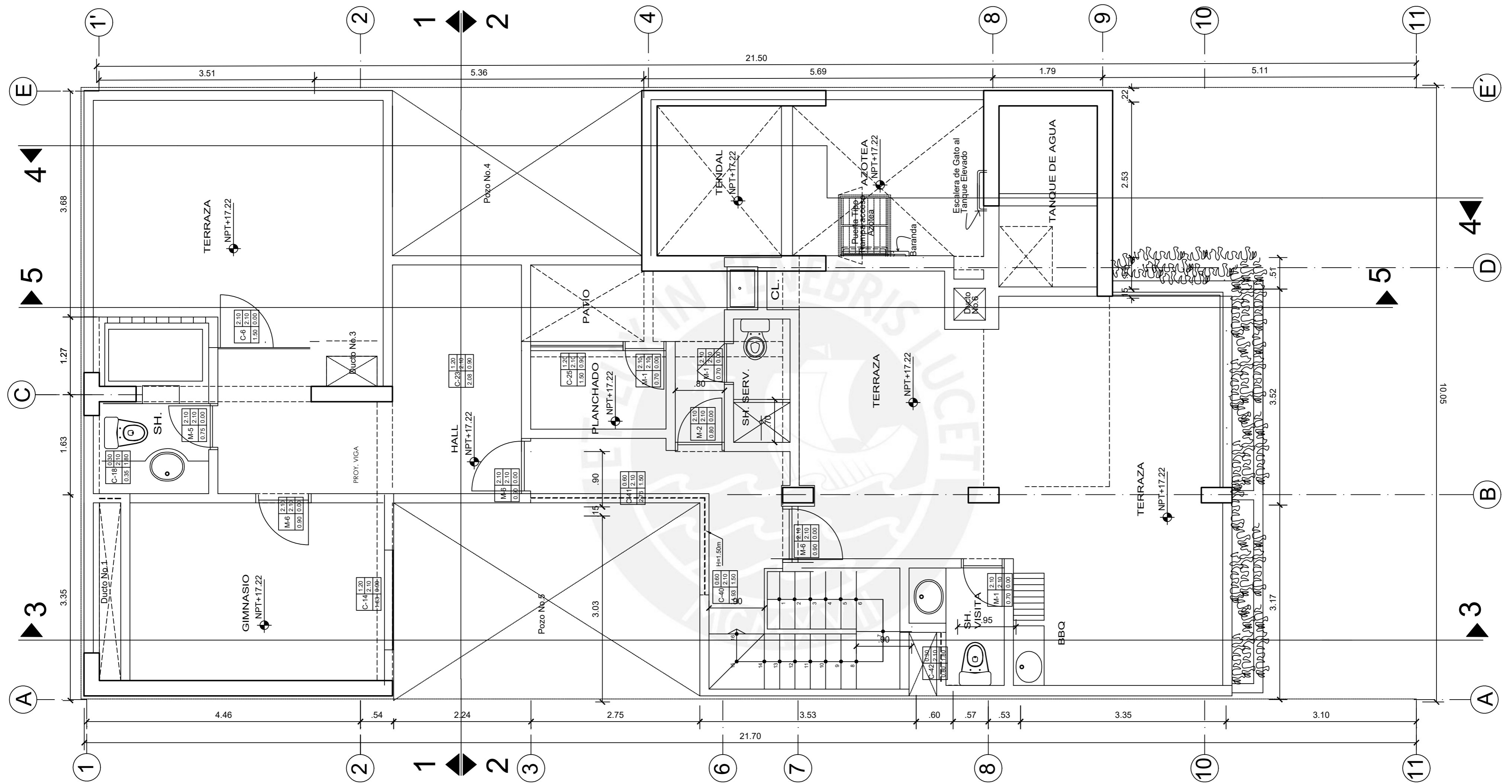
# PLANTA TIPICA 2° A 5° PISO

PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMINA N° :  <b>A3</b>
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos		
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA		
N° :	A2		
PLANO :	PLANTA TIPICA 2° AL 5° PISO		
DIBUJO :	Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021



# PLANTA 6TO PISO

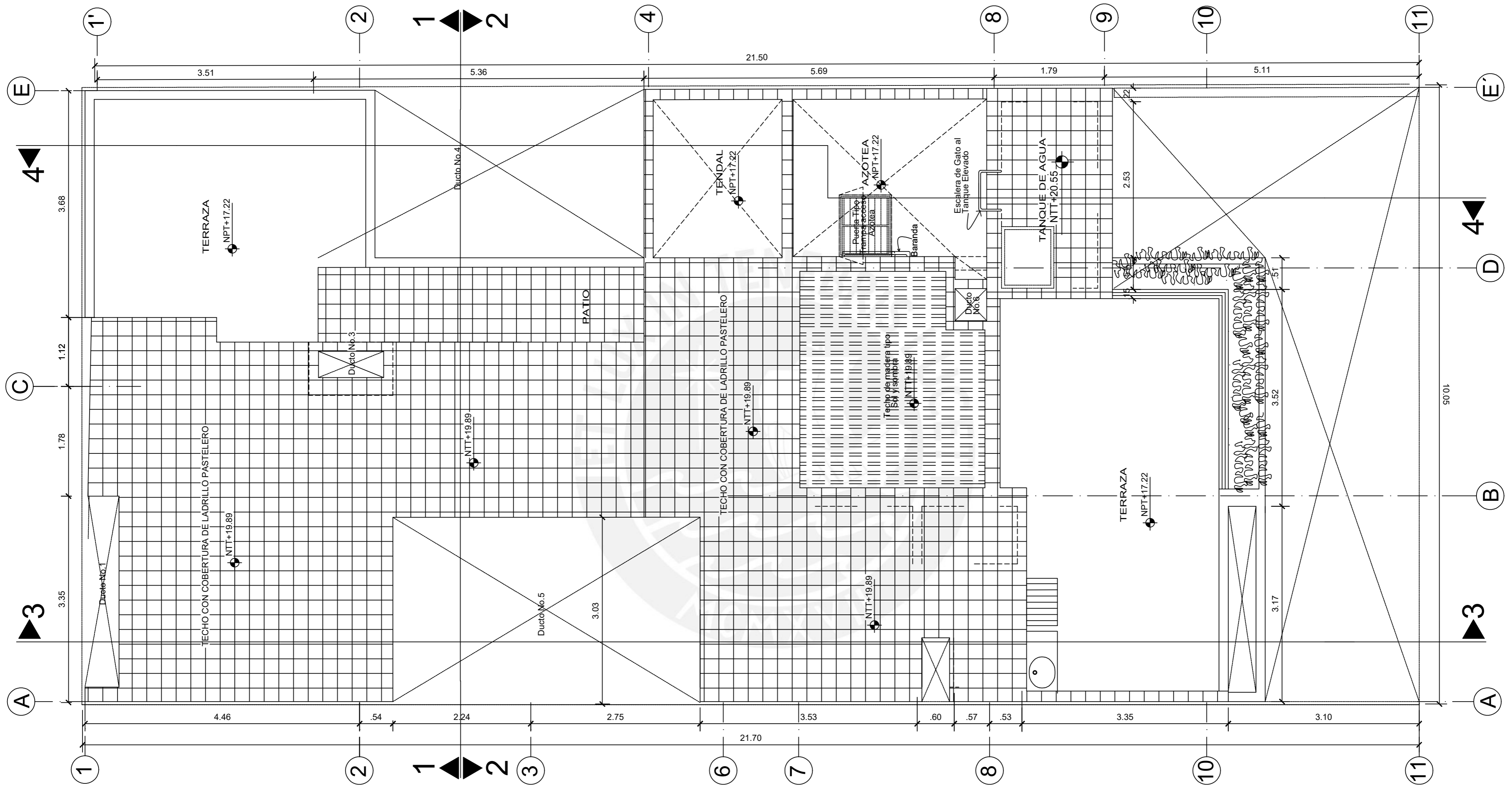
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMINA N° :    A4
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos		
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA		
N° :	A2		
PLANO :	PLANTA 6° PISO		
DIBUJO :	Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021



# PLANTA AZOTEA

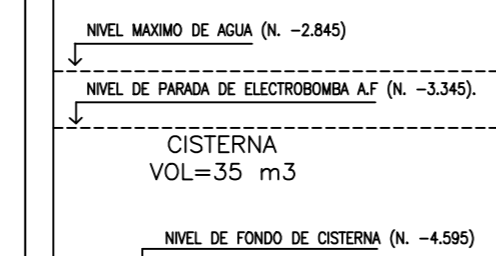
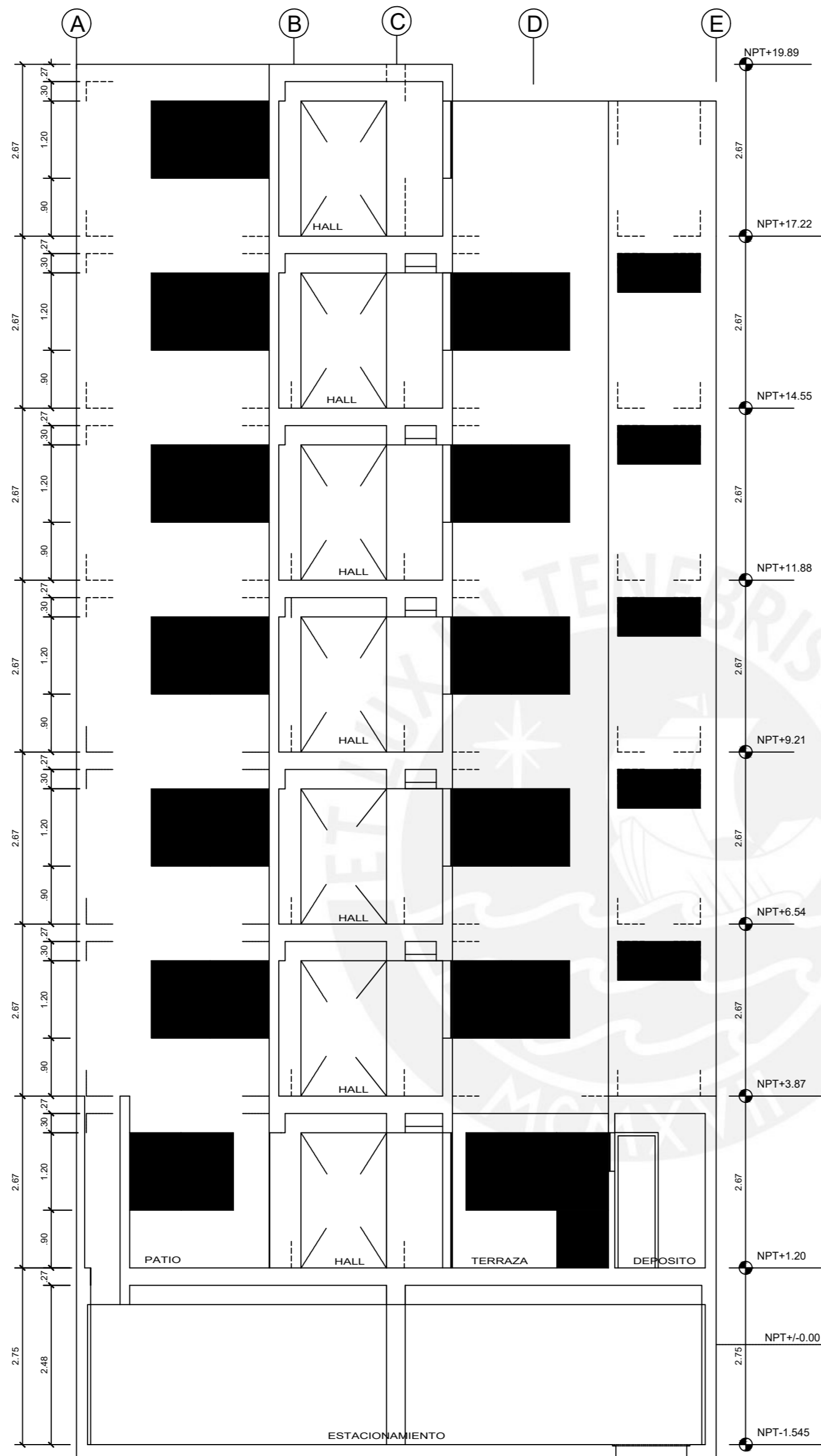
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMINA N° :    A5
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos		
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA		
N° :	A2		
PLANO :	PLANTA AZOTEA		
DIBUJO :	Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021





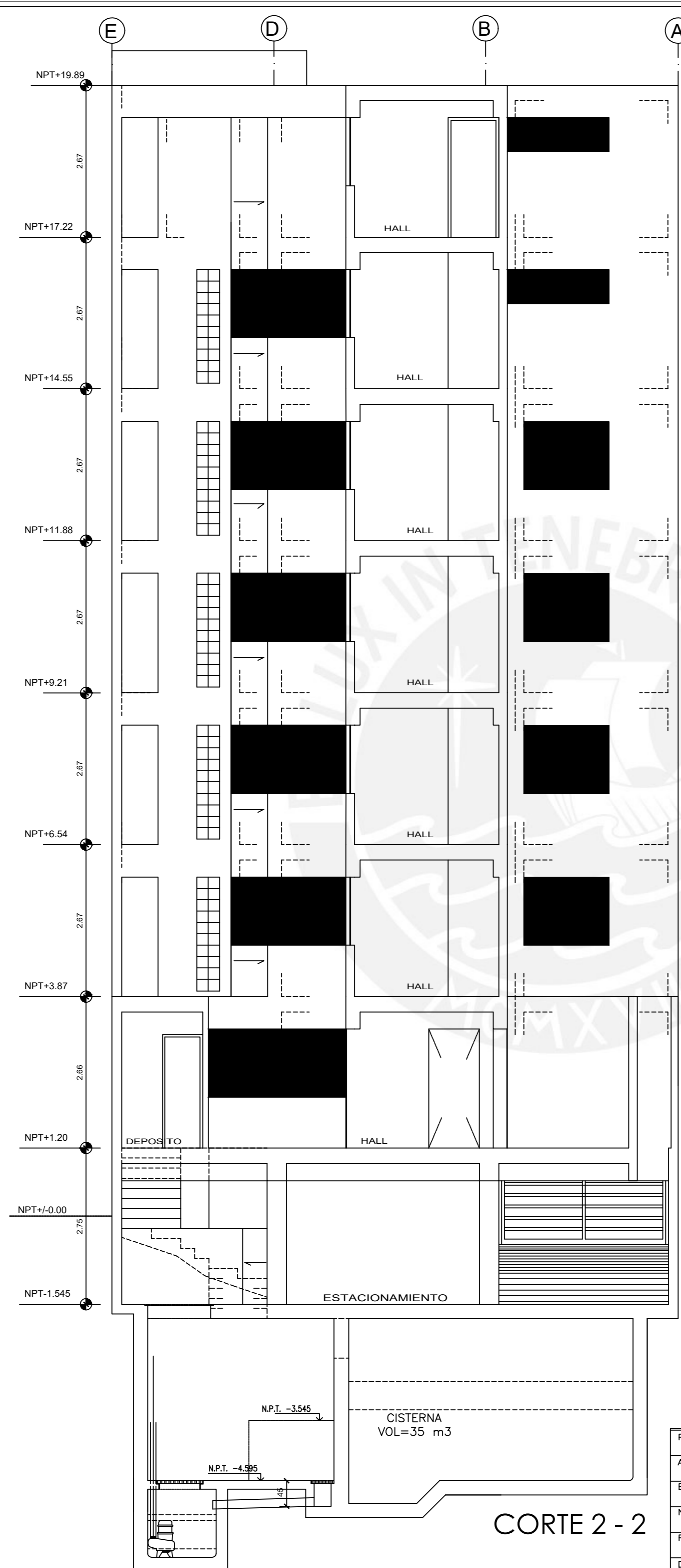
# PLANTA TECHOS

PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMINA N° :    A6
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos		
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA		
N° :	A2		
PLANO :	PLANTA TECHOS		
DIBUJO :	Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021



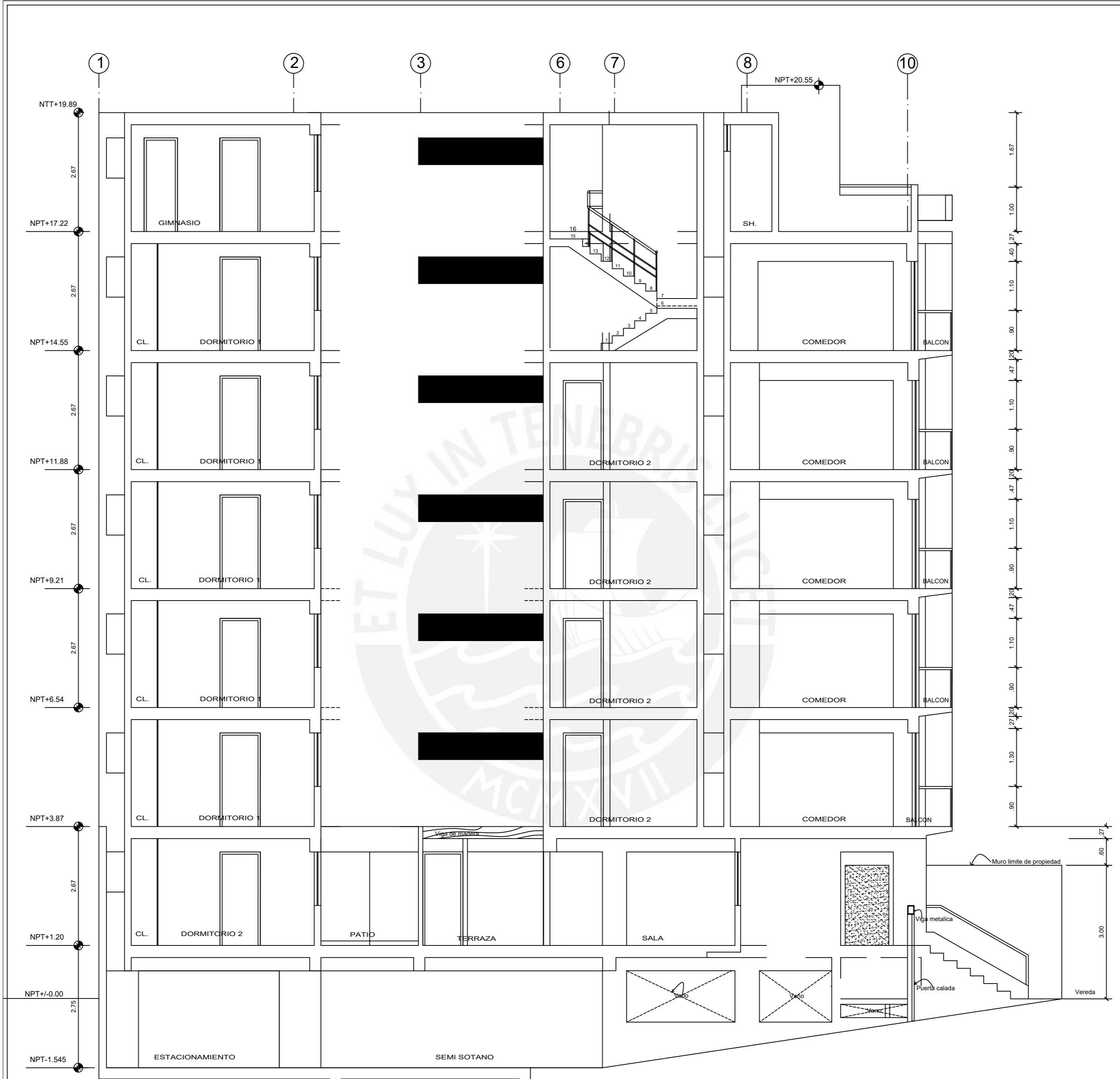
CORTE 1 - 1

PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :	A7
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos		
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA		
N° :	A1		
PLANO :	CORTE 1-1		
DIBUJO :	Jordy Vertiz Carlos	ESCALA :	1/50
		FECHA :	AGOSTO 2021



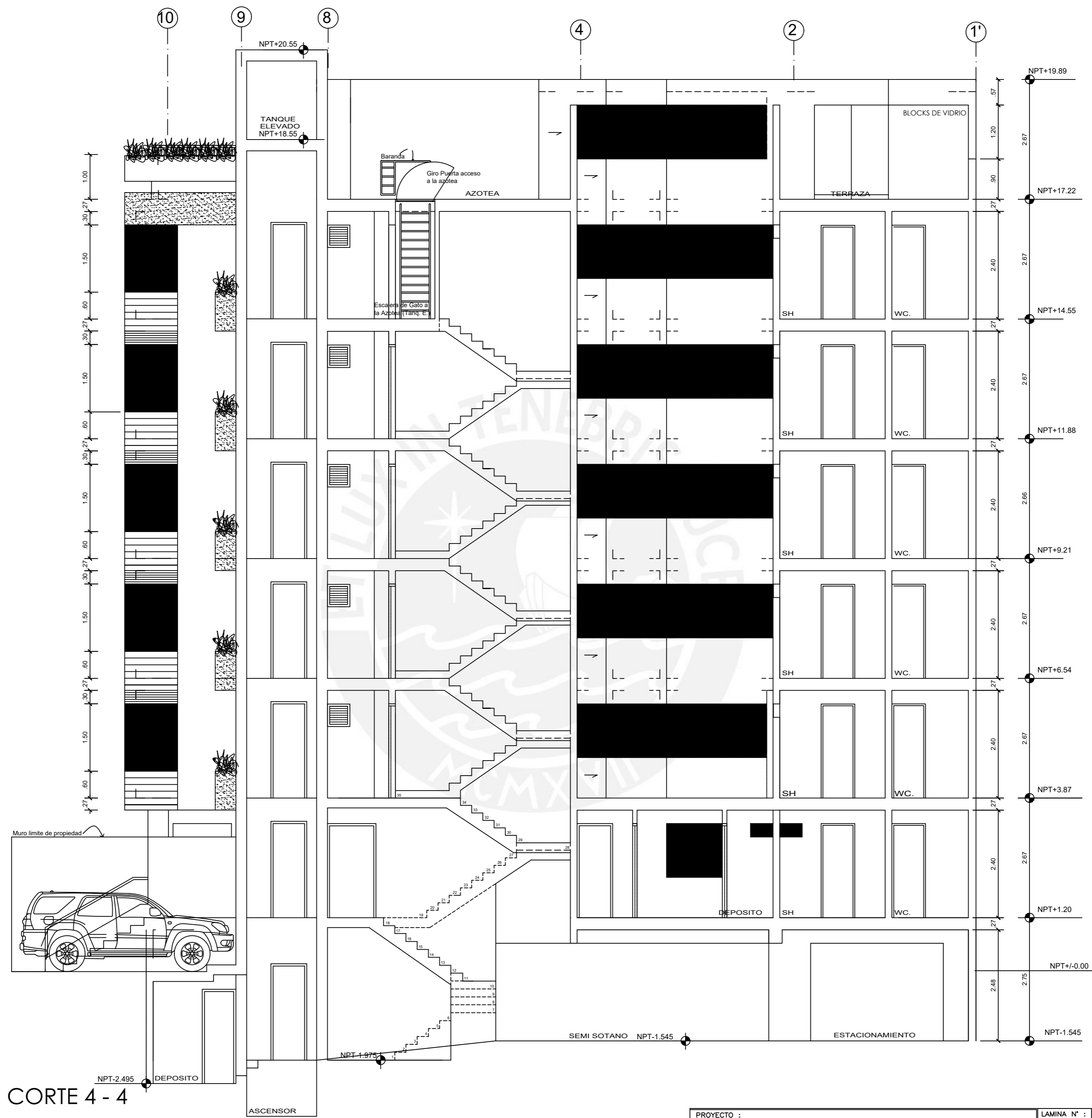
CORTE 2 - 2

PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :	A8
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos		
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA		
N° :	A1		
PLANO :	CORTE 2-2		
DIBUJO :	Jordy Vertiz Carlos	ESCALA :	1/50
		FECHA :	AGOSTO 2021



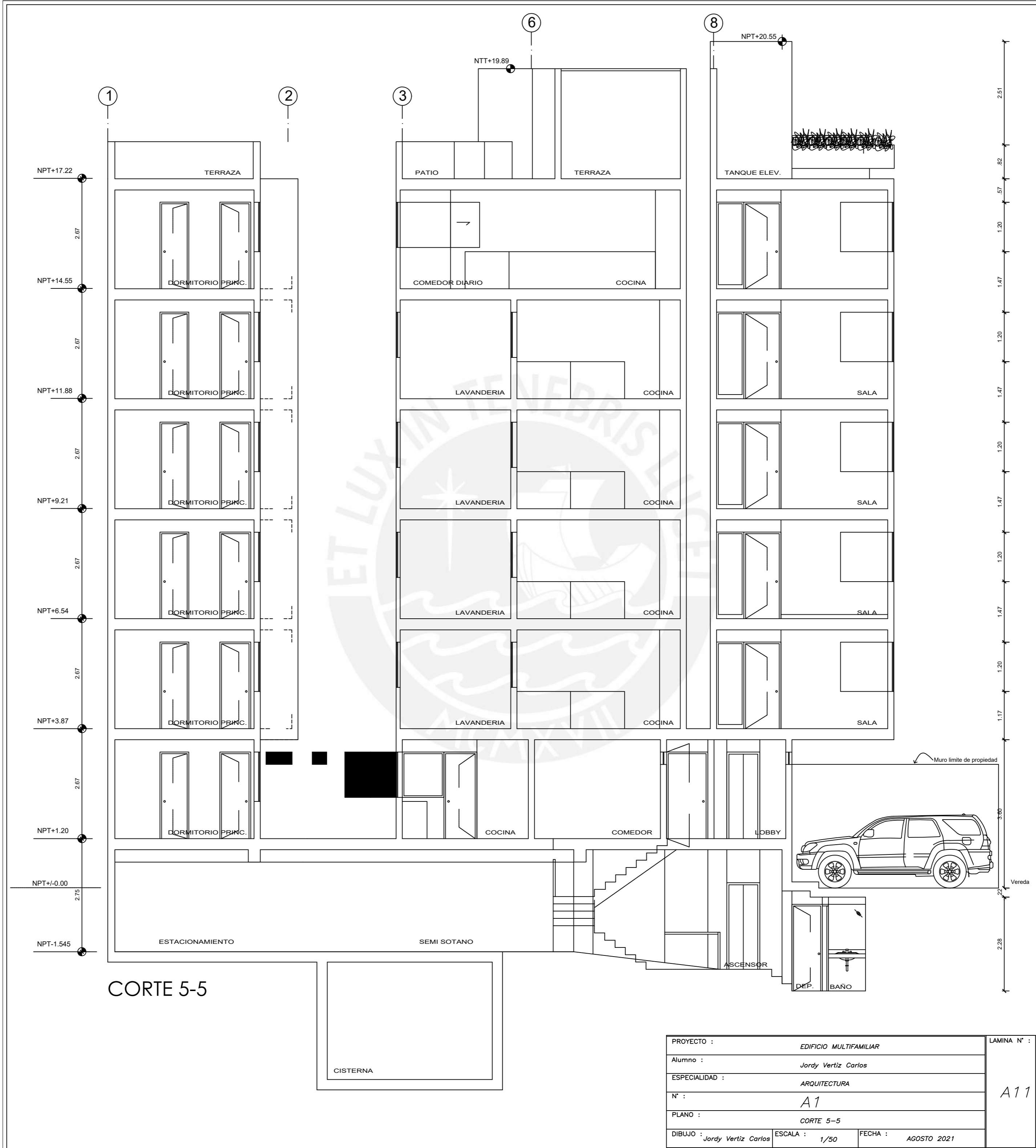
CORTE 3 - 3

PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMINA N° :  A9
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos		
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA		
N° :	A1		
PLANO :	CORTE 3-3		
DIBUJO :	Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021



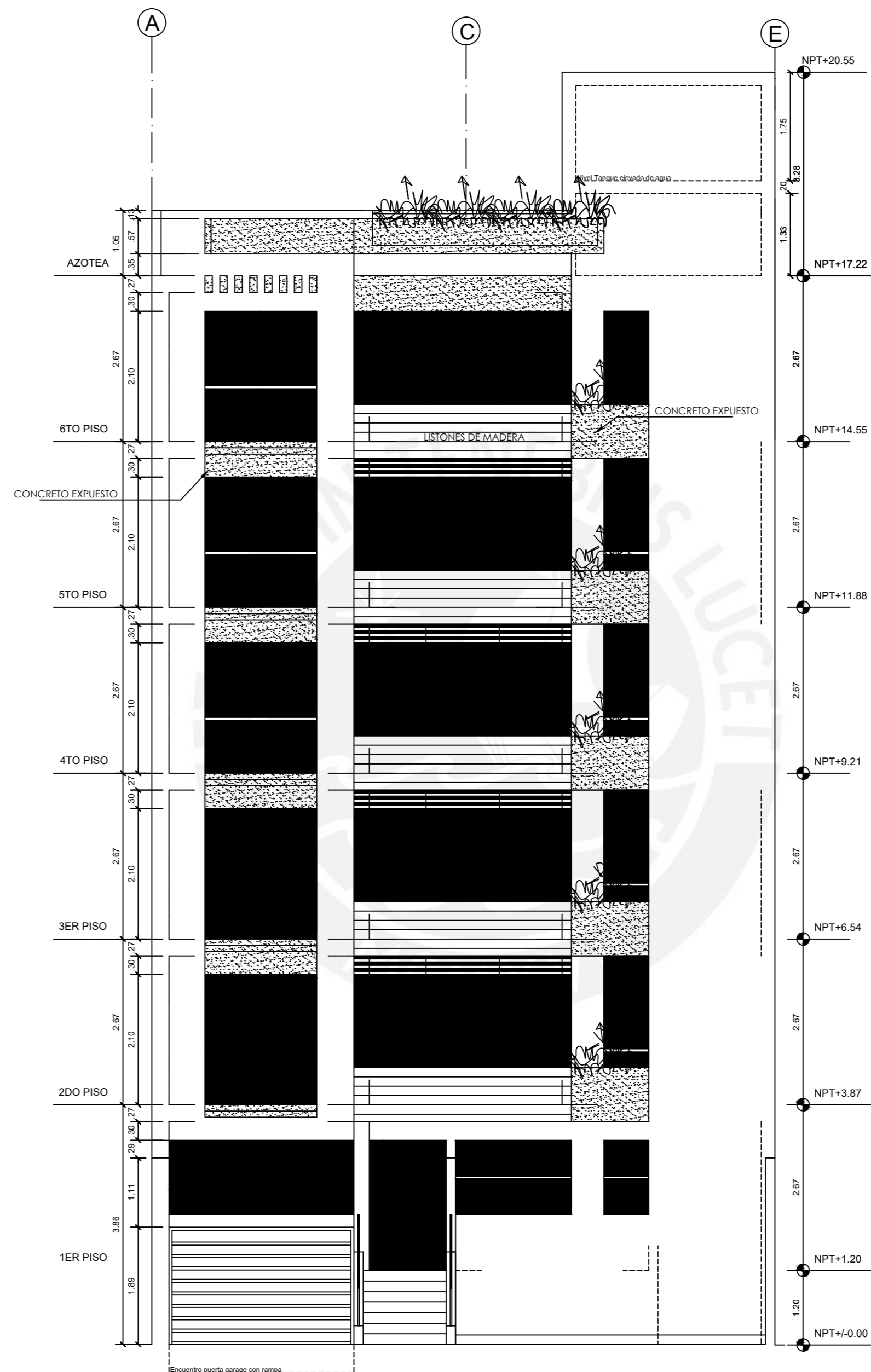
CORTE 4 - 4

PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMINA N° :  <b>A10</b>
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos		
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA		
N° :	A1		
PLANO :	CORTE 4-4		
DIBUJO :	Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021



CORTE 5-5

PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :	A11
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos		
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA		
N° :	A1		
PLANO :	CORTE 5-5		
DIBUJO :	Jordy Vertiz Carlos	ESCALA :	1/50
		FECHA :	AGOSTO 2021



ELEVACION PRINCIPAL

PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :	A12
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos		
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA		
N° :	A1		
PLANO :	ELEVACION PRINCIPAL		
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021	

RELACION DE PLANOS	
E-01	ESPECIFICACIONES TECNICAS Y DETALLES
E-02	ESPECIFICACIONES TECNICAS Y DETALLES
E-03	CIMENTACIONES
E-04	CORTES Y DETALLES
E-05	CORTES Y DETALLES
E-06	CORTES Y DETALLES
E-07	MUROS DE CIMENTACION Y PLACAS
E-08	MUROS DE CIMENTACION Y PLACAS
E-09	MUROS DE CIMENTACION Y PLACAS
E-10	MUROS DE CIMENTACION Y PLACAS
E-11	MUROS DE CIMENTACION Y PLACAS
E-12	MUROS DE CIMENTACION Y PLACAS
E-13	COLUMNAS
E-14	ENCOFRADO SEMISOTANO
E-15	ENCOFRADO 1° AL 4° PISO
E-16	ENCOFRADO 5° PISO
E-17	ENCOFRADO AZOTEA
E-18	ESCALERA Y CORTES
E-19	VIGAS DE SEMISOTANO
E-20	VIGAS DE SEMISOTANO
E-21	VIGAS DE PISO TIPICO
E-22	VIGAS DE PISO TIPICO
E-23	VIGAS DE PISO TIPICO
E-24	VIGAS DE AZOTEA
E-25	VIGAS DE AZOTEA
E-25	VIGAS DE AZOTEA
E-26	VIGAS DE AZOTEA

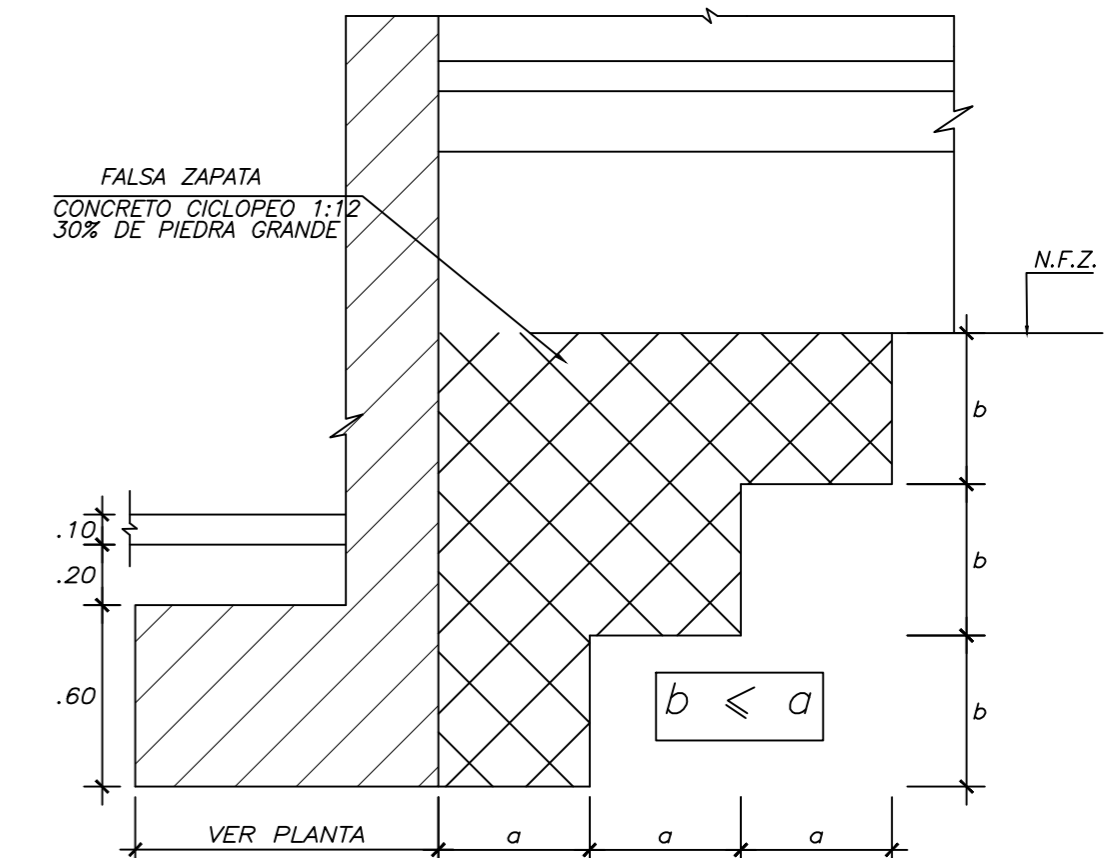
### RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE LA CIMENTACION

DE ACUERDO AL ESTUDIO DE SUELOS REALIZADO POR EL ING. MIGUEL ÁNGEL LANZA HERRERA CIP 47928 SE TIENE LO SIGUIENTE:

- TIPO DE CIMENTACION : CIMENTO CORRIDOS Y ZAPATAS AISLADAS CIMENTACION SUPERFICIAL
- ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACION : GRAVA MAL GRADUADA (GP)
- PROFUNDIDAD DE CIMENTACION : 1.70m (RESPECTO AL NIVEL DE LA SUPERFICIE ORIGINAL DEL TERRENO)
- PRESION ADMISIBLE: 4.00 kg/cm<sup>2</sup>
- TIPO DE SUELO SEGUN NORMA SISMORESISTENTE:  
TIPO S1 , FACTOR DE SUELO = 1.0 , Tp= 0.4 seg. , Tl= 2.5 seg.
- AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION : NO DETECTADA  
UTILIZAR CEMENTO PORTLAND TIPO I

### PARAMETROS SISMO-RESISTENTES

- a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:  
XX: MUROS DE CONCRETO  
YY: MUROS DE CONCRETO
- b) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:  
-FACTOR DE ZONA (ZONA 4) : Z=0.45  
-FACTOR DE SUELO (TIPO S1, ZONA 4) : S=1.00 Tp=0.40s Tl=2.5s  
-FACTOR DE USO (CATEGORIA C) : U=1.0  
-COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION SISMICA (Ro) :  
RoXX = 6.0 (MUROS ESTRUCTURALES)  
RoYY = 6.0 (MUROS ESTRUCTURALES)  
-FACTOR DE REGULARIDAD EN ALTURA : Iax = 1.0, Iay = 1.00  
-FACTOR DE REGULARIDAD EN PLANTA : Ipx = 0.90, Ipy = 0.90  
-COEFICIENTE DE REDUCCION DE LAS FUERZAS SISMICAS (R=Ro.Ia.Ip):  
Rx = 5.4, Ry = 5.4  
-FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA : Cx=2.07 Cy=2.50
- c) PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION (T)  
Tx = 0.530 seg., Ty = 0.34 seg.
- d) FUERZA CORTANTE EN LA BASE EMPLEADA EN EL DISEÑO  
Vx = 183.35 ton., Vy = 221.44 ton.
- e) MAXIMO DESPLAZAMIENTOS SISMICOS  
DIR XX  
DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL ULTIMO NIVEL = 7.5 cm  
MAXIMA DERIVA DE ENTREPISO  $\Delta/he = 0.0065 < 0.0070$
- DIR YY  
DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL ULTIMO NIVEL = 1.18 cm.  
MAXIMA DERIVA DE ENTREPISO  $\Delta/he = 0.0020 < 0.0070$



DETALLE DE FALSA ZAPATA ESCALONADA

### ESPECIFICACIONES

#### CONCRETO CISTERNA

- USAR CONCRETO CON RELACION A/C = 0.50 (f'c = 280 kg/cm<sup>2</sup> MINIMO)
- VACIAR FONDO Y PAREDES EN FORMA SIMULTANEA.
- TARRAJEAR CON ADITIVO IMPERMEABILIZANTE.

#### CONCRETO ARMADO

- CONCRETO (COLUMNAS Y PLACAS) f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>  
 RESTO f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>  
 FIERRO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>

#### CONCRETO SIMPLE

- CIMENTO CORRIDO f'c = 100 Kg/cm<sup>2</sup> + 30% P.G. (Tamaño maximo 6")  
 SOBRECIMIENTO f'c = 100 Kg/cm<sup>2</sup> + 25% P.M. (Tamaño maximo 3")  
 FALSA ZAPATA MEZCLA CEMENTO : HORMIGON 1:12+ 30% DE PIEDRA GRANDE (6" MAXIMO)

#### RECUBRIMIENTOS

- ZAPATAS 8 cm.  
 PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS 4 cm.  
 VIGAS PERALTADAS y COLUMNAS (e=15) 3 cm.  
 VIGAS CHATAS 2.5 cm.  
 LOSAS Y ALIGERADO 2 cm.  
 MURO DE CONTENCION 4 cm.

#### ALBAÑILERIA (CERCOS y TABIQUERIA EXTERIOR)

- LADRILLO TIPO IV f'm = 65 kg/cm<sup>2</sup>  
 RESISTENCIA MINIMA DEL LADRILLO f'b = 130 kg/cm<sup>2</sup>  
 DIMENSIONES (MINIMAS) 24x13x9 cm  
 % MAXIMO DE VACIOS 30  
 MORTERO P1 (CEMENTO/CAL HIDRATADA/ARENA) 1/1/4  
 ESPESOR JUNTA ENTRE HILADAS 1.0 cm (Min.)  
 1.5 cm (Max.)

### CIMENTACION

- PARA CONFORMAR EL RELLENO USAR AFIRMADO COMPACTADO AL 95% PROCTOR MODIFICADO EN CAPAS DE 20cm.
- EN CASO QUE A LA PROFUNDIDAD INDICADA AUN NO SE ENCUENTRE GRAVA (GP) PROFUNDIZAR EXCAVACION HASTA PENETRAR 20cm. EN DICHO ESTRATO Y VACEAR FALSA ZAPATA PARA LA FALSA ZAPATA SE EMPLEARA CEMENTO HORMIGON: 1:12+30%P.G.(Tamaño maximo 6")
- TODOS LOS ØS INDICADOS EN LAS ZAPATAS SON INFERIORES SALVO INDICADOS (Sup.) QUE ES Ø SUPERIOR
- HACER JUNTAS DE CONTRACCION EN LOS MUROS DE CONTENCION CADA 5.5m. APROXIMADAMENTE PARA EVITAR FISURAS POR CONTRACCION

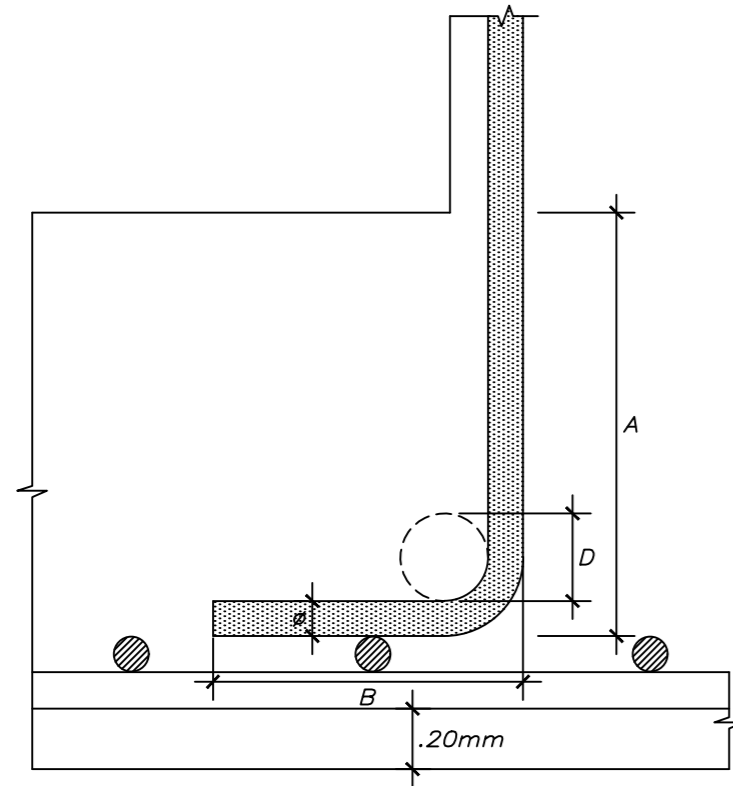
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos	E-01
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	
N° :	A2	
PLANO :	ESPECIFICACIONES TECNICAS Y DETALLES	
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021



DIÁMETROS DE DOBLADO

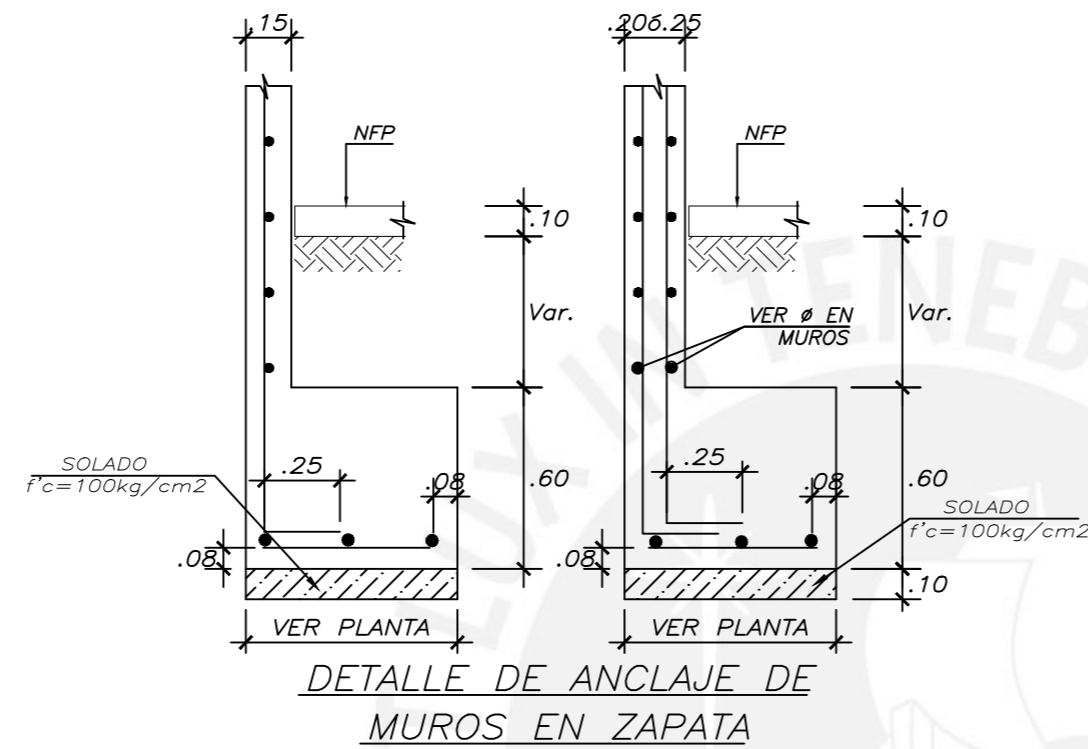
Ø	Diámetros de Doblado	
	d(cm)	D(cm)=6d
Ø 3/8"	0.95	5.8
Ø 1/2"	1.27	7.7
Ø 5/8"	1.59	9.6
Ø 3/4"	1.91	11.5
Ø 1"	2.54	15.3
Ø 1-3/8"	3.58	28.7(*)

(\*) 8d

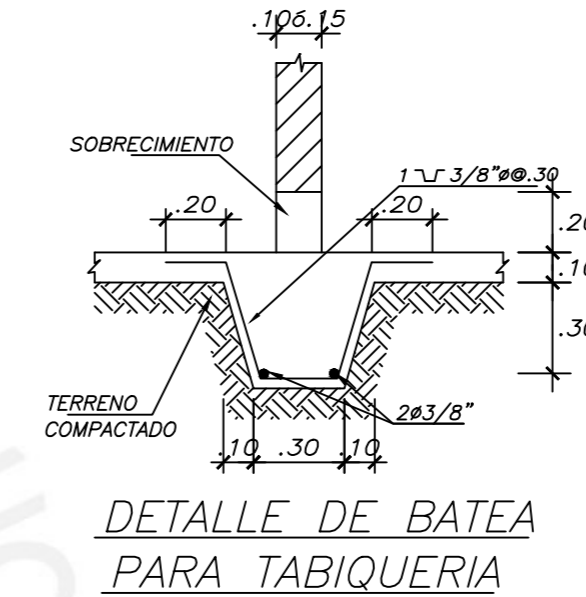
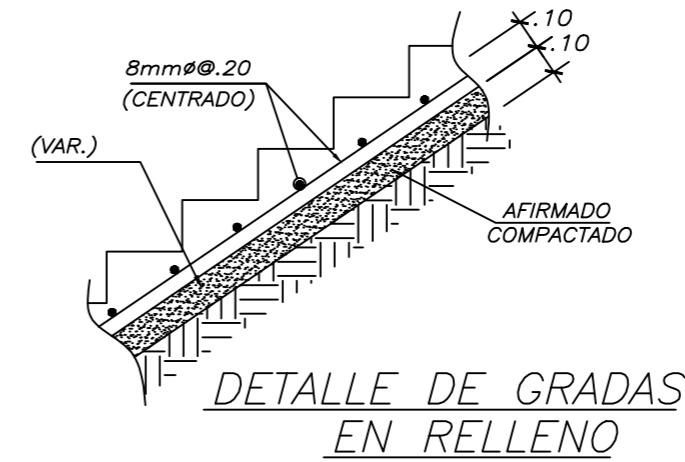


ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR  
VALORES MÍNIMOS

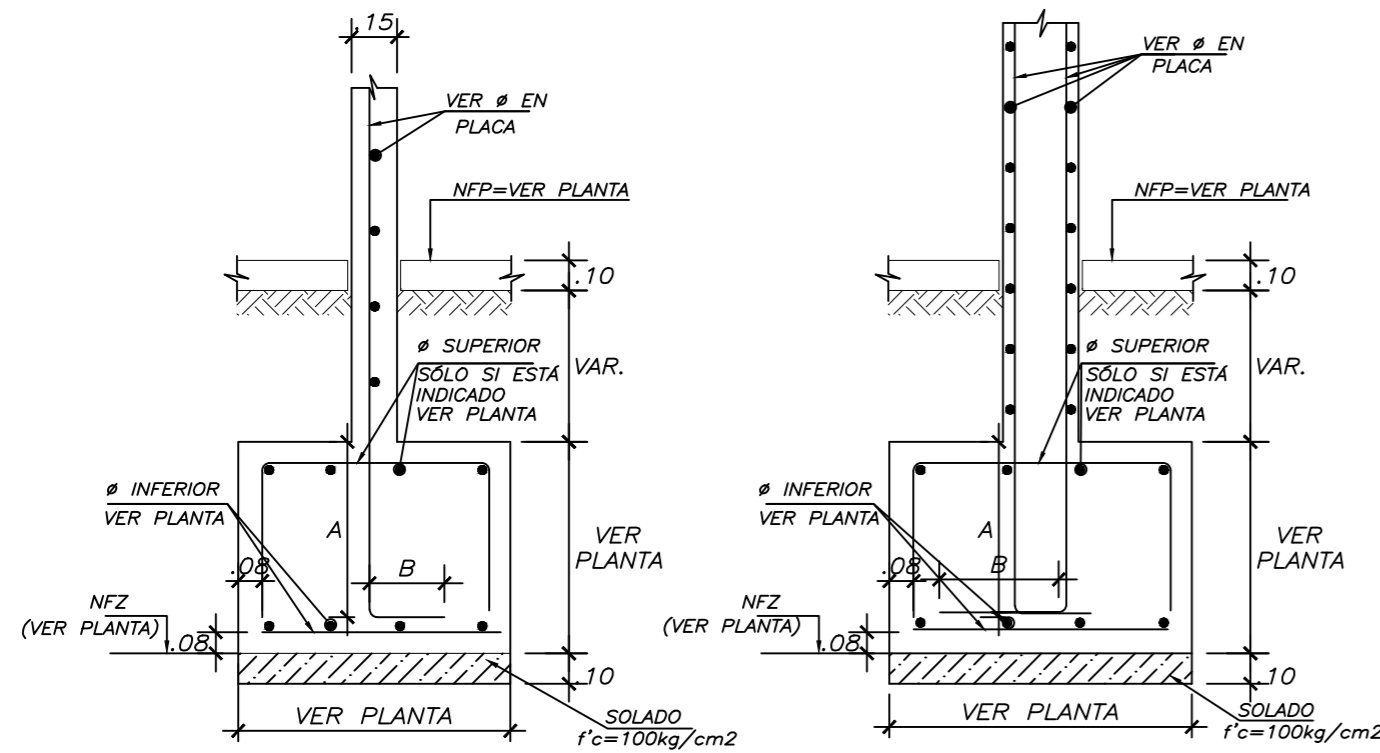
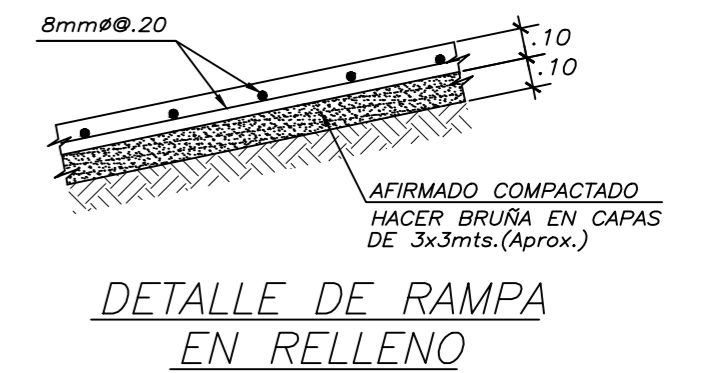
Ø	d(cm)	A(cm) en función del f'c			B(cm)=16d
		210	280	350	
Ø 3/8"	0.95	21	18	16	16
Ø 1/2"	1.27	28	24	22	21
Ø 5/8"	1.59	35	30	27	26
Ø 3/4"	1.91	42	36	32	31
Ø 1"	2.54	56	48	43	41
Ø 1-3/8"	3.58	79	68	61	58



DETALLE DE ANCLAJE DE MUROS EN ZAPATA

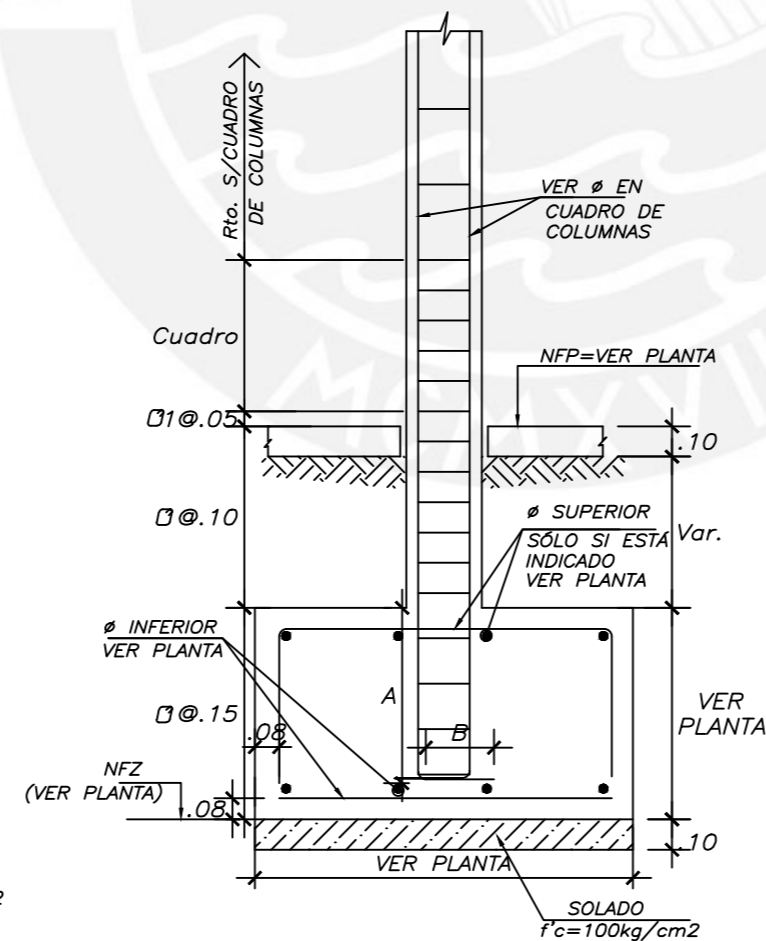


DETALLE DE BATA PARA TABIQUERIA



PLACAS DE e=.15

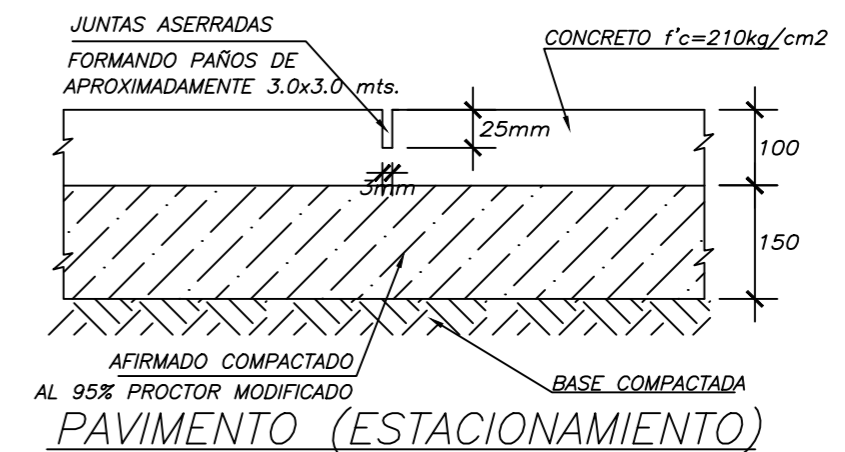
PLACAS DE e>.15



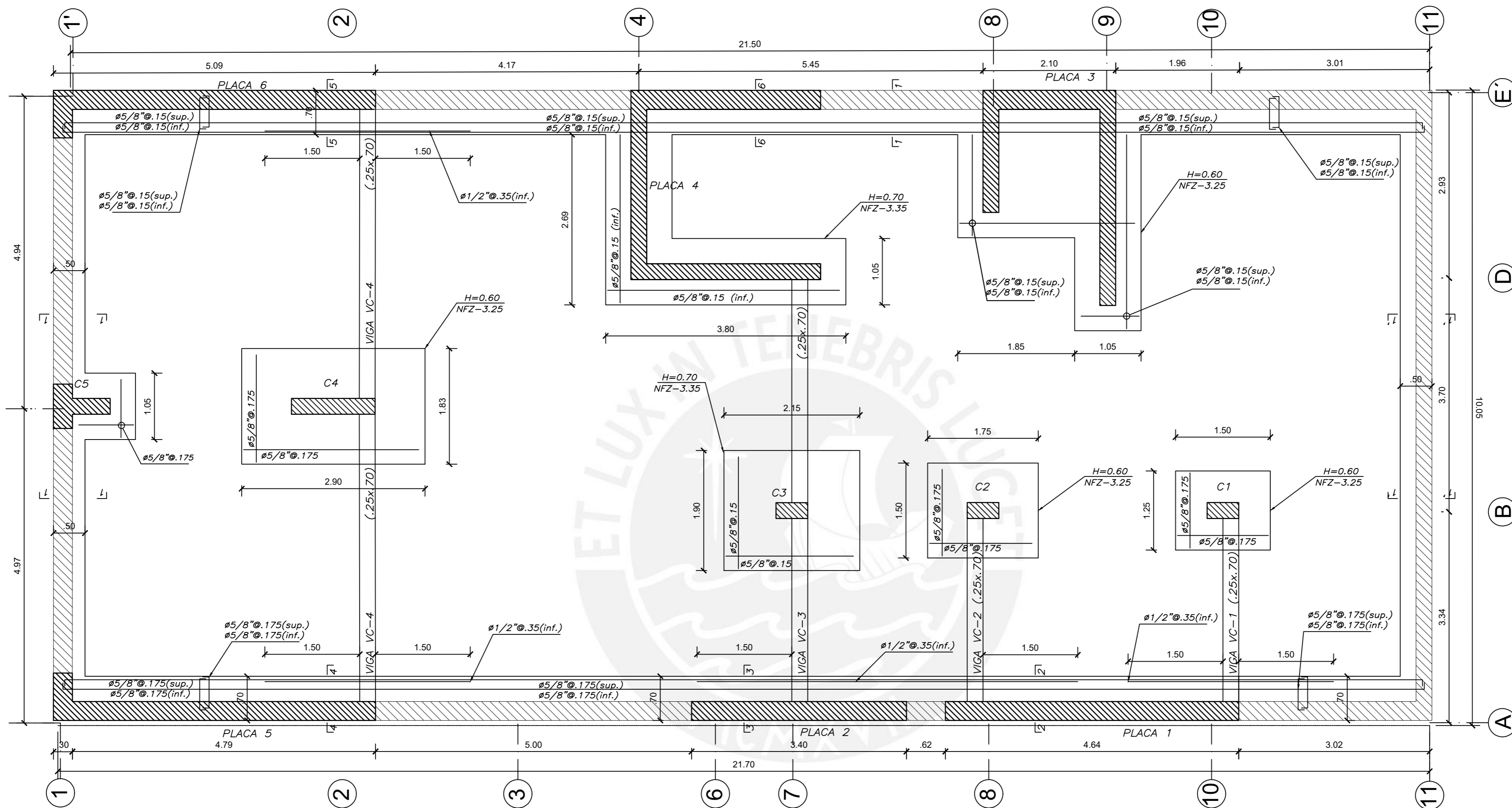
COLUMNA RECTANGULAR

DETALLES ANCLAJE PLACAS Y COLUMNAS EN ZAPATAS

EL ESPACIAMIENTO MÁXIMO ENTRE JUNTAS DE CONTRACCIÓN ES DE 3.00m



PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos	E-02
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	
N° :	A2	
PLANO :	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y DETALLES	
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	



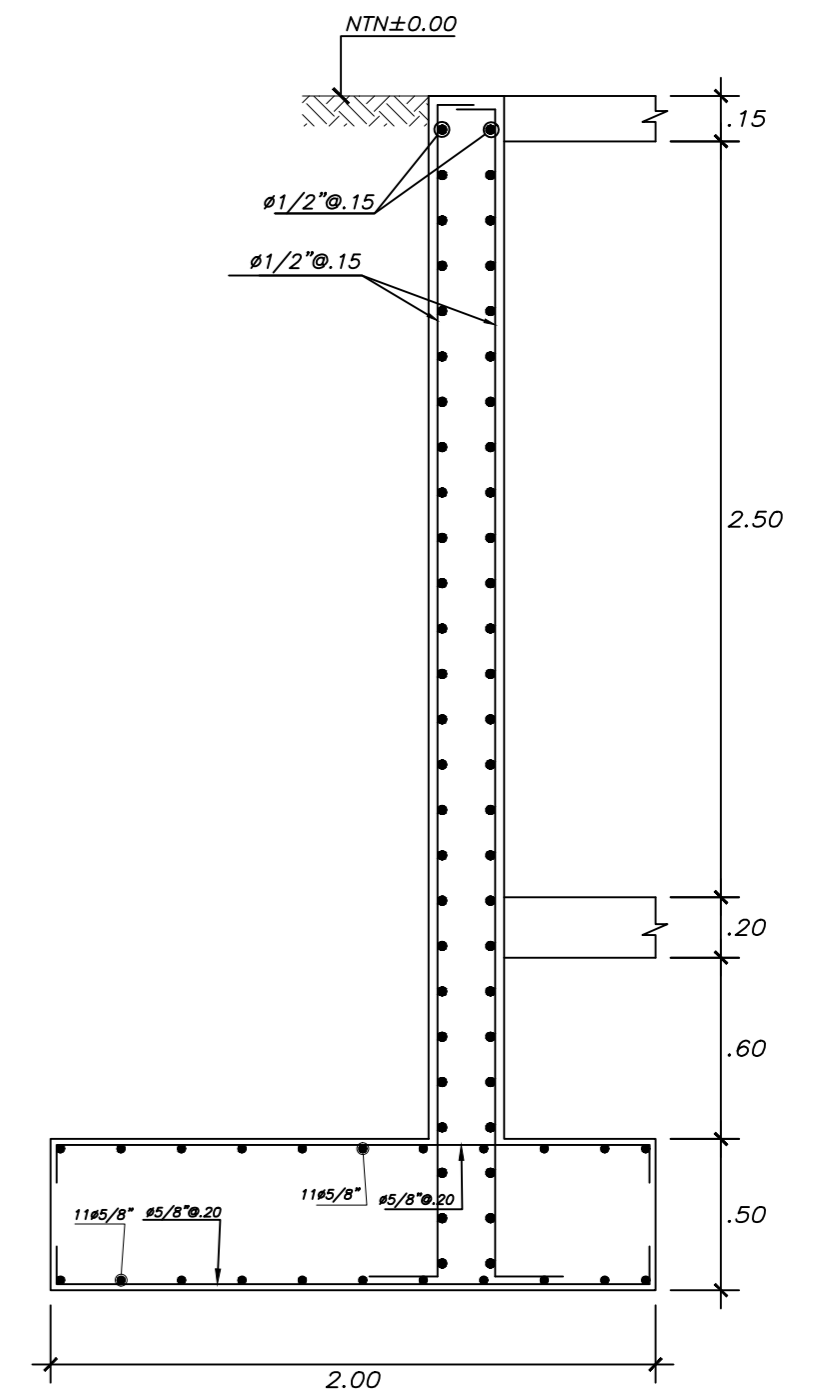
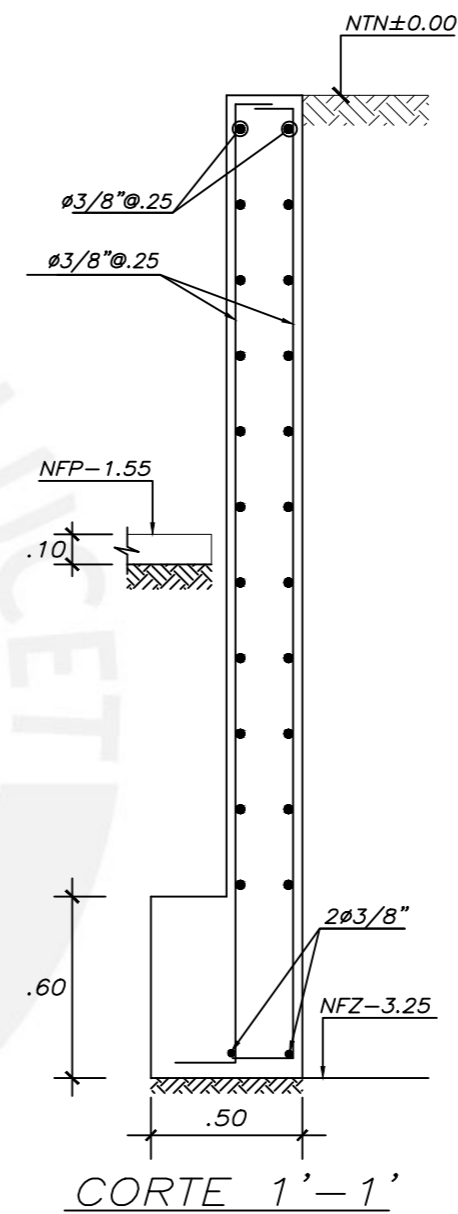
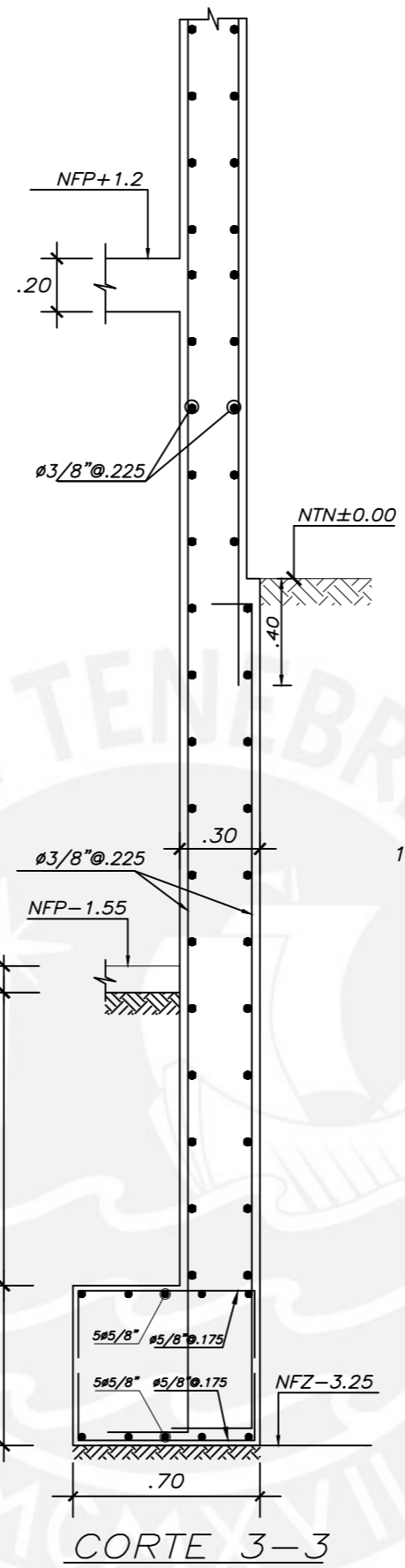
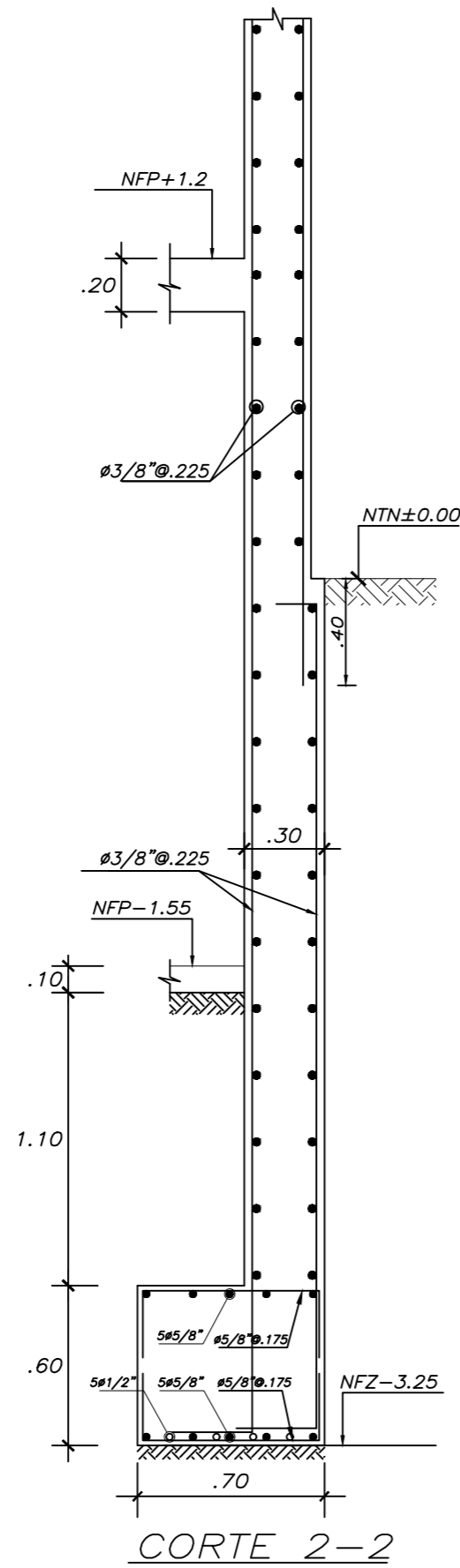
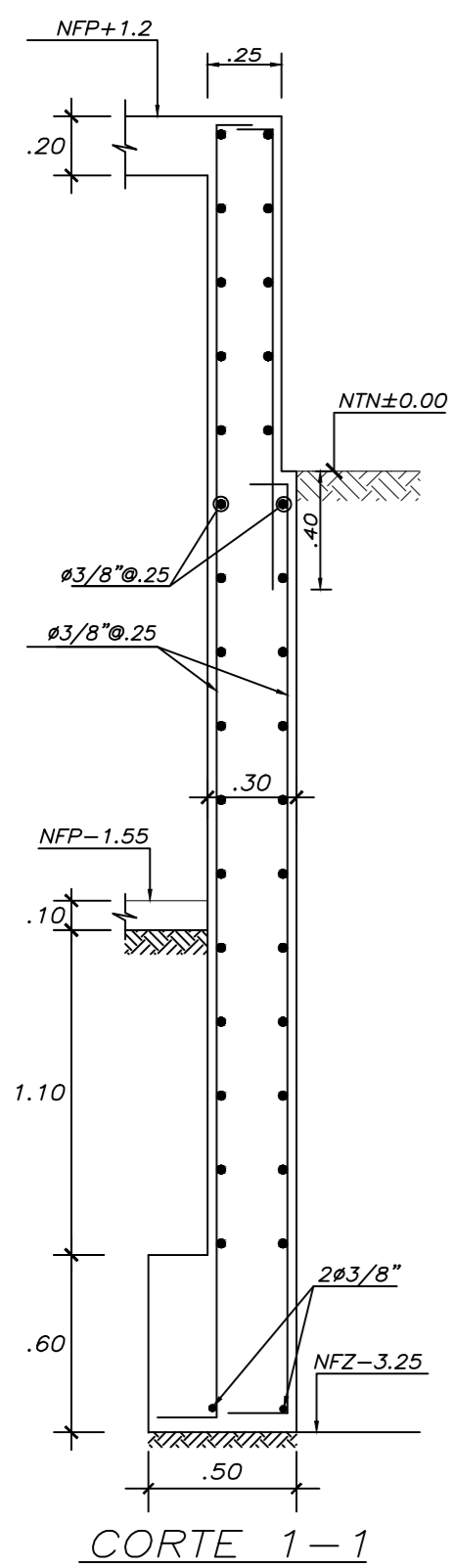
## CIMENTACION

### LEYENDA

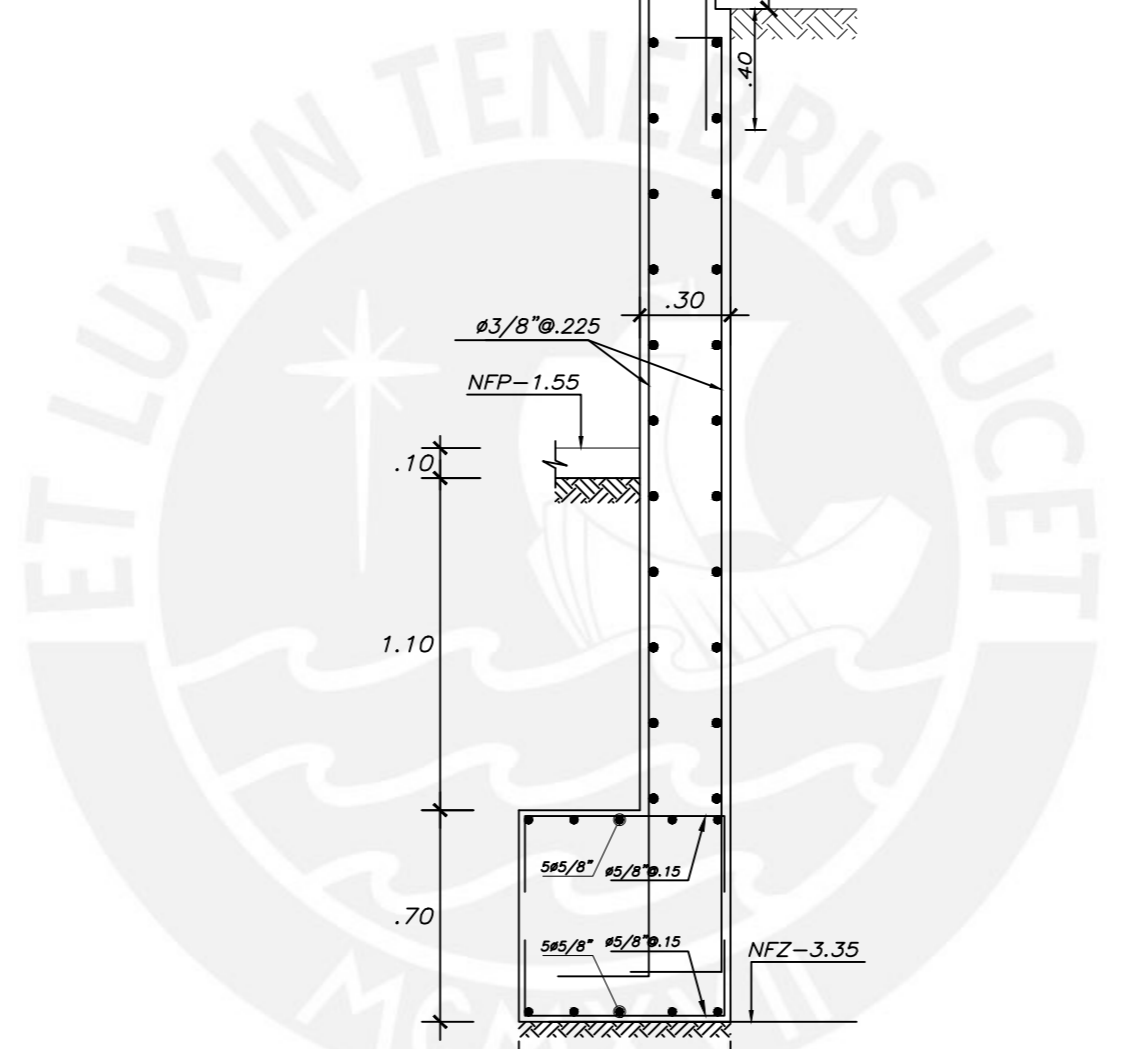
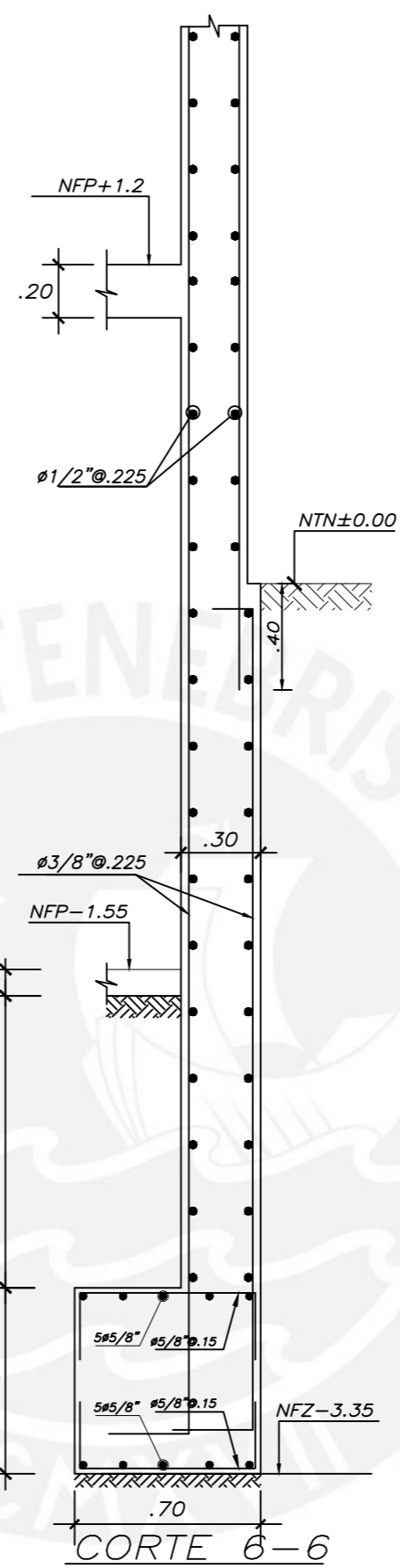
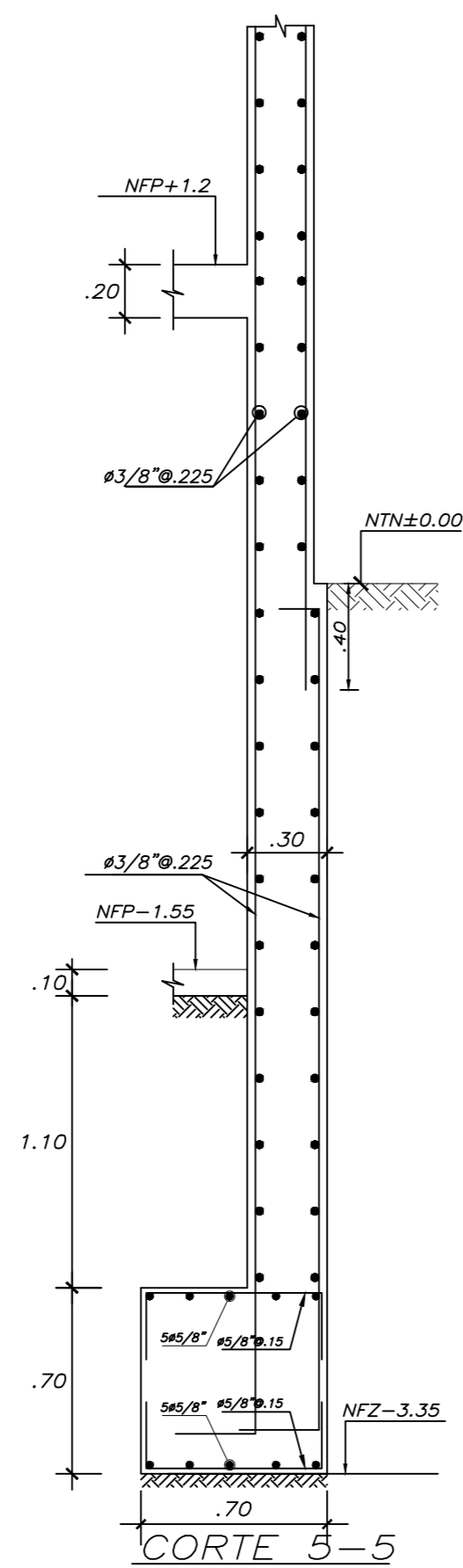
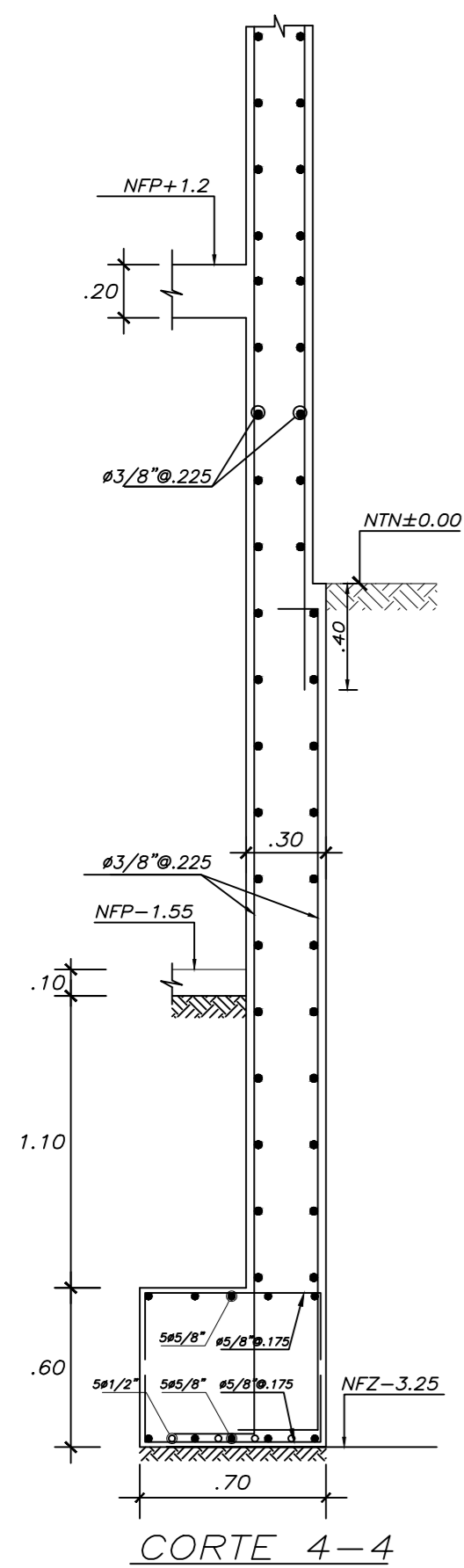
NFP. = NIVEL FALSO PISO  
 NFZ. = NIVEL FONDO ZAPATA  
 NFC. = NIVEL FONDO CIMENTO  
 NFFZ. = NIVEL FONDO FALSA ZAPATA

- 1) PARA CONFORMAR EL RELLENO USAR AFIRMADO COMPACTADO AL 95% PROCTOR MODIFICADO EN CAPAS DE 20cm.
- 2) EN CASO QUE A LA PROFUNDIDAD INDICADA AUN NO SE ENCUENTRE GRAVA (GP) PROFUNDIZAR EXCAVACION HASTA PENETRAR 20cm. EN DICHO ESTRATO Y VACEAR FALSA ZAPATA PARA LA FALSA ZAPATA SE EMPLEARA CEMENTO HORMIGON: 1:12+30%P.G.(Tamaño maximo 6")
- 3) TODOS LOS øS INDICADOS EN LAS ZAPATAS SON INFERIORES SALVO INDICADOS (Sup.) QUE ES ø SUPERIOR
- 4) HACER JUNTAS DE CONTRACCION EN LOS MUROS DE CONTENCIÓN CADA 5.5m. APROXIMADAMENTE PARA EVITAR FISURAS POR CONTRACCION

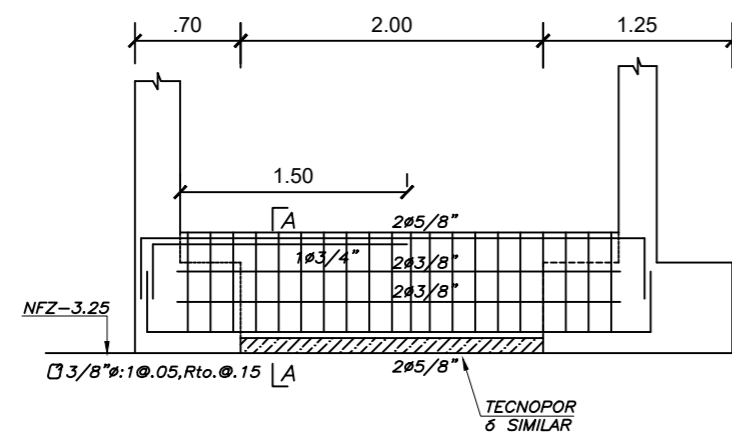
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos	E-03
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	
N° :	A2	
PLANO :	CIMENTACIONES	
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021



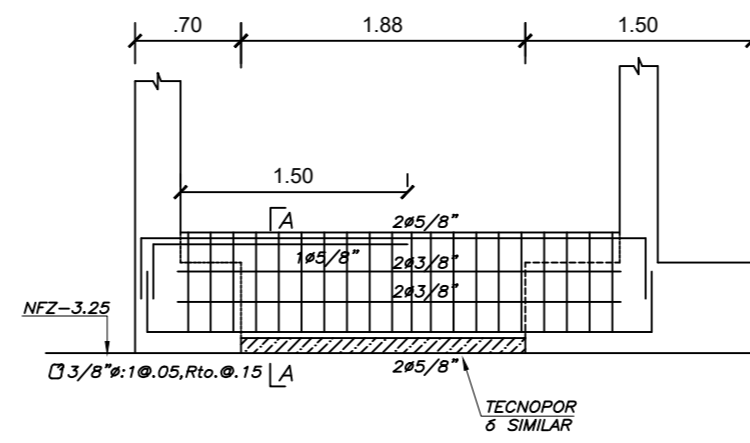
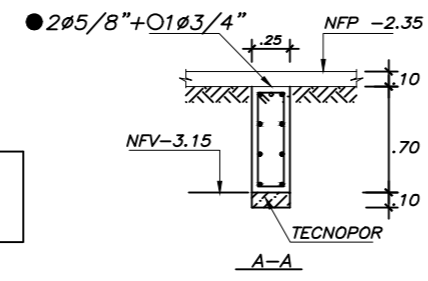
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMINA N° :  <b>E-04</b>
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos		
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS		
N° :	A2		
PLANO :	CORTES Y DETALLES		
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021	



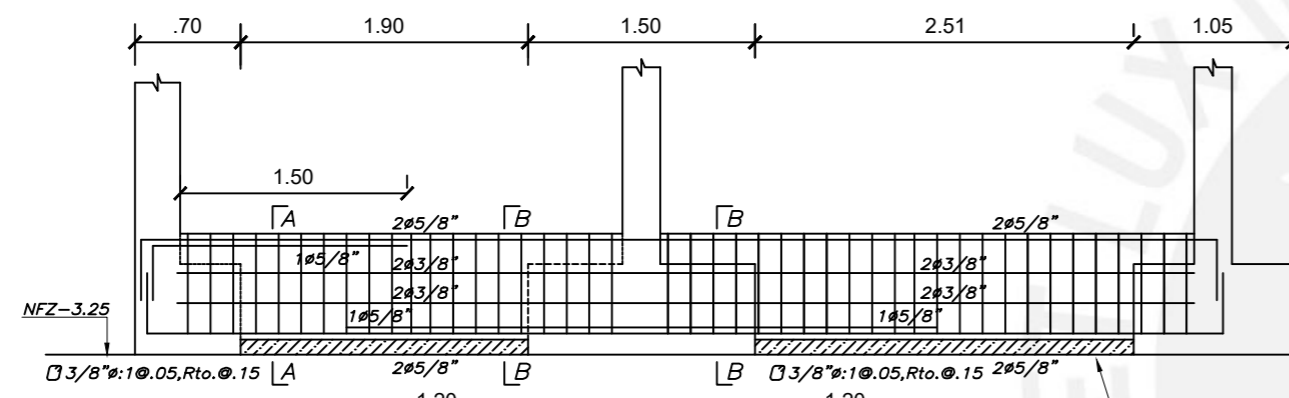
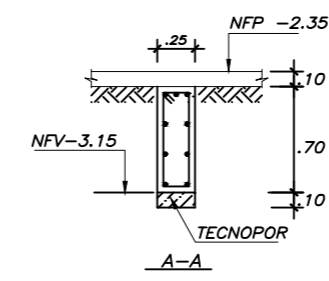
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :     <b>E-05</b>
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos	
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	
N° :	A2	
PLANO :	CORTES Y DETALLES	
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021



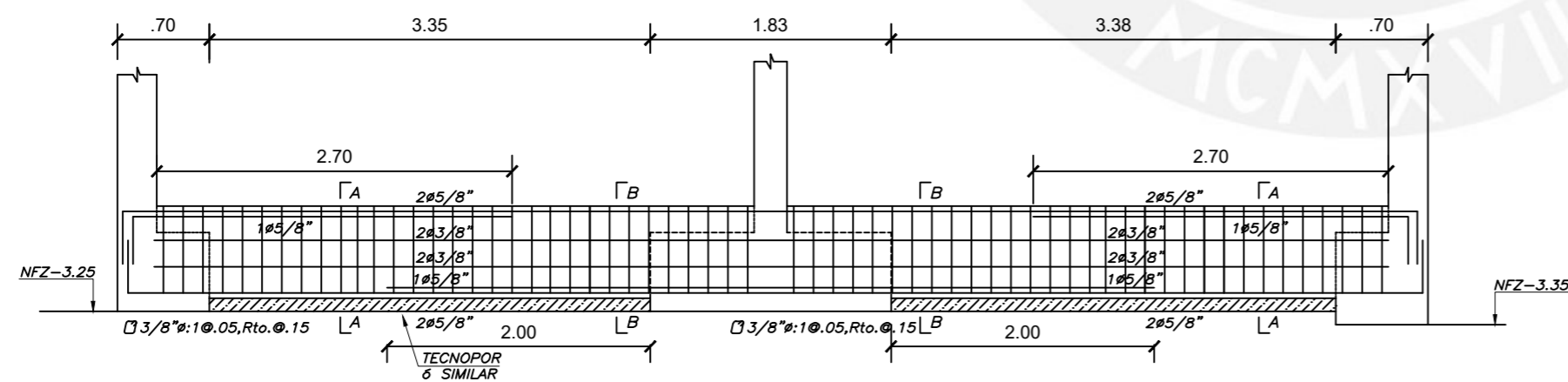
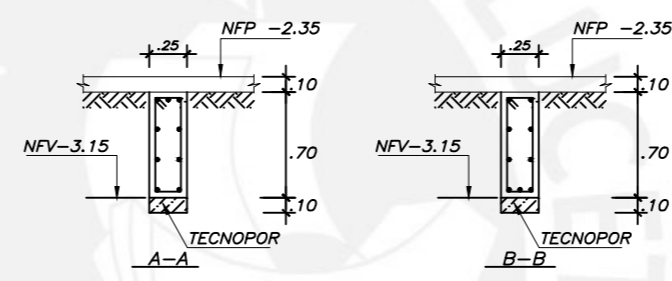
VIGA VC-1 (.25x.70)  
ESC: 1/50



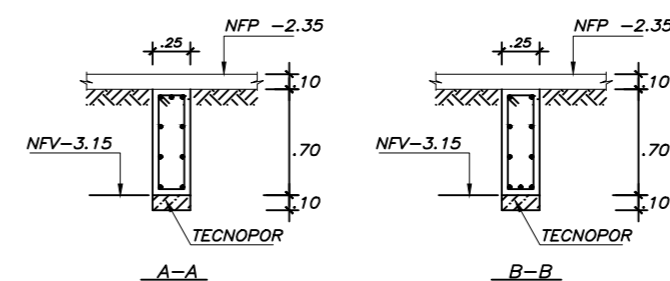
VIGA VC-2 (.25x.70)  
ESC: 1/50



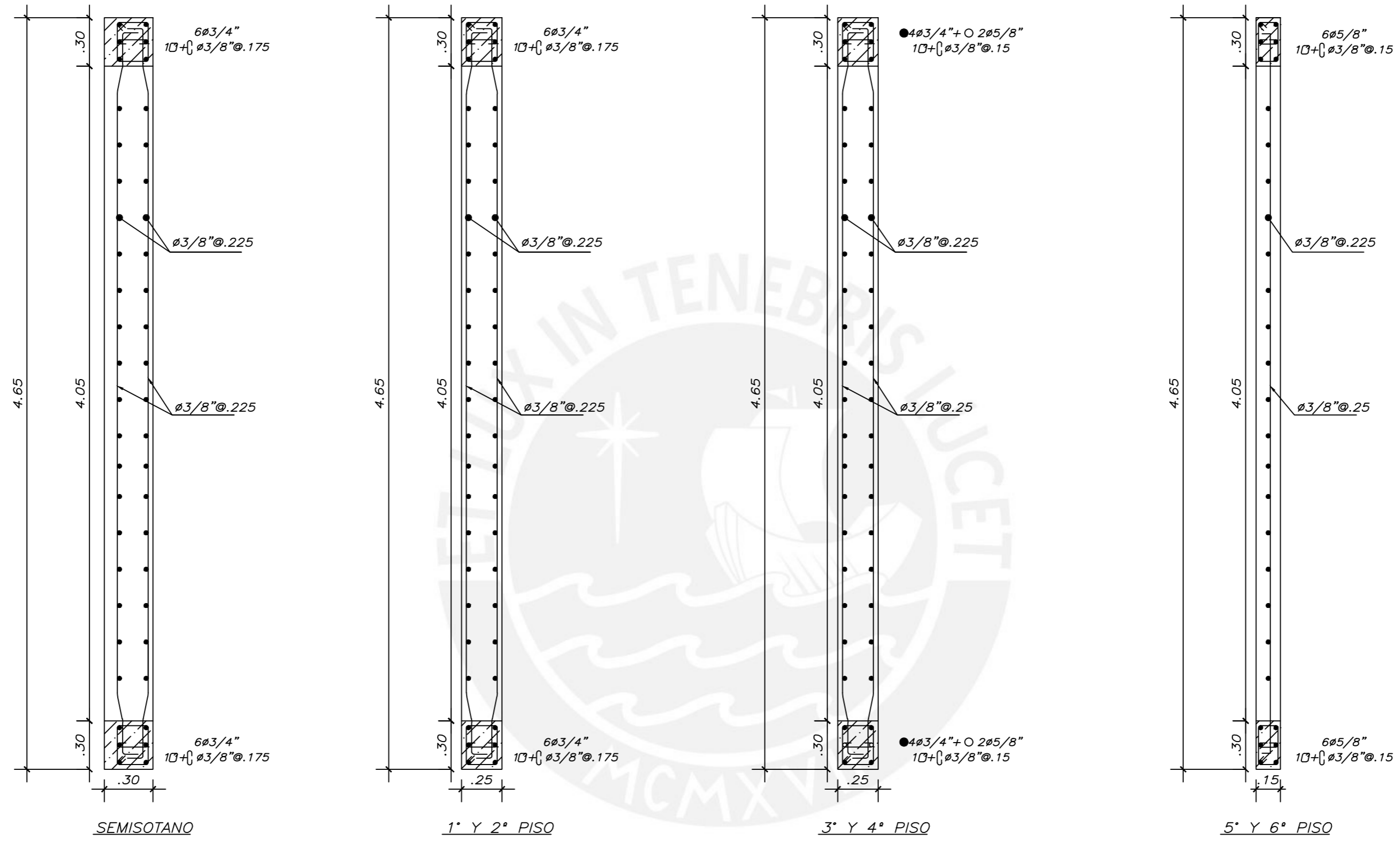
VIGA VC-3 (.25x.70)  
ESC: 1/50



VIGA VC-4 (.25x.70)  
ESC: 1/50

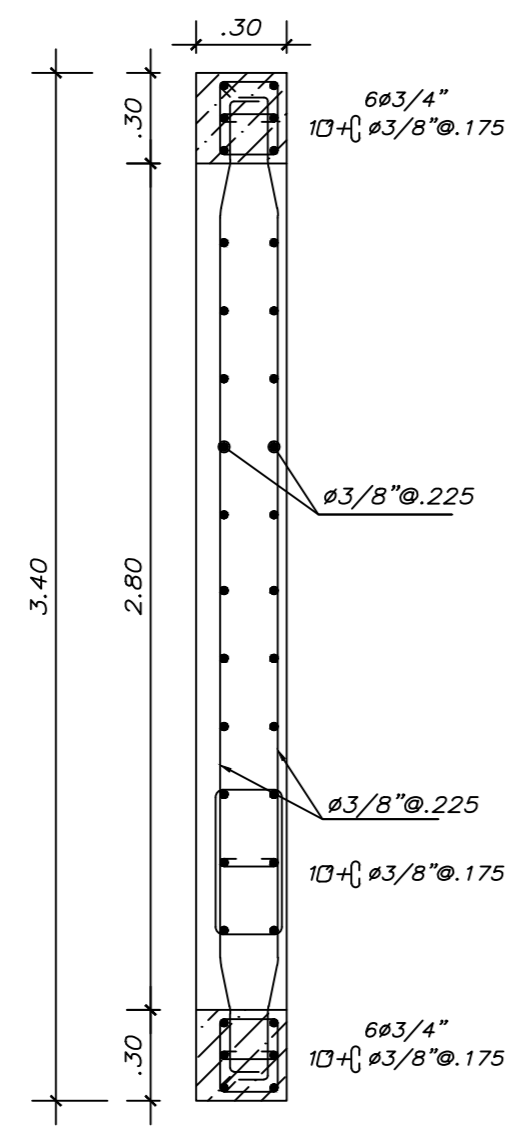


PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos	E-06
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	
N° :	A2	
PLANO :	CORTES Y DETALLES	
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021

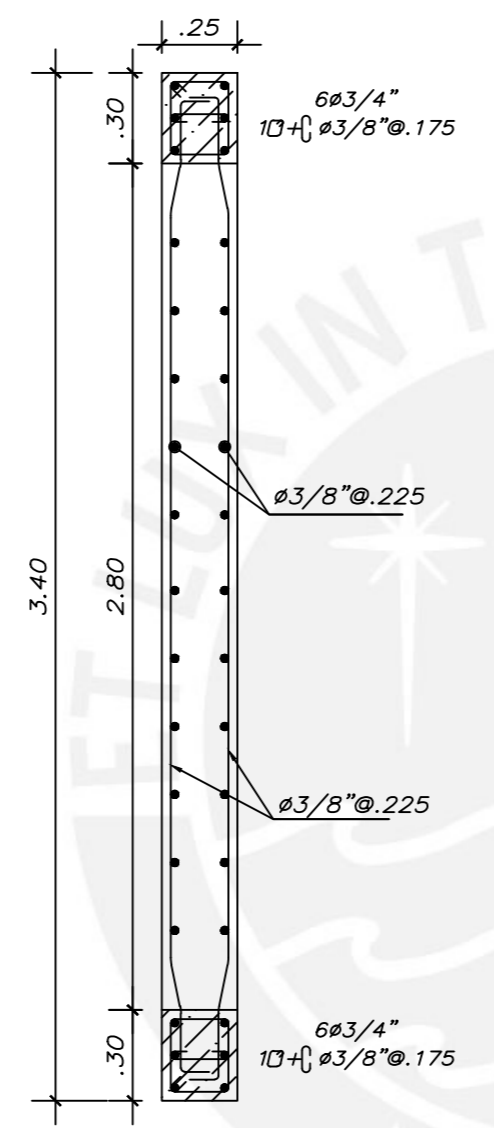


PLACA 1

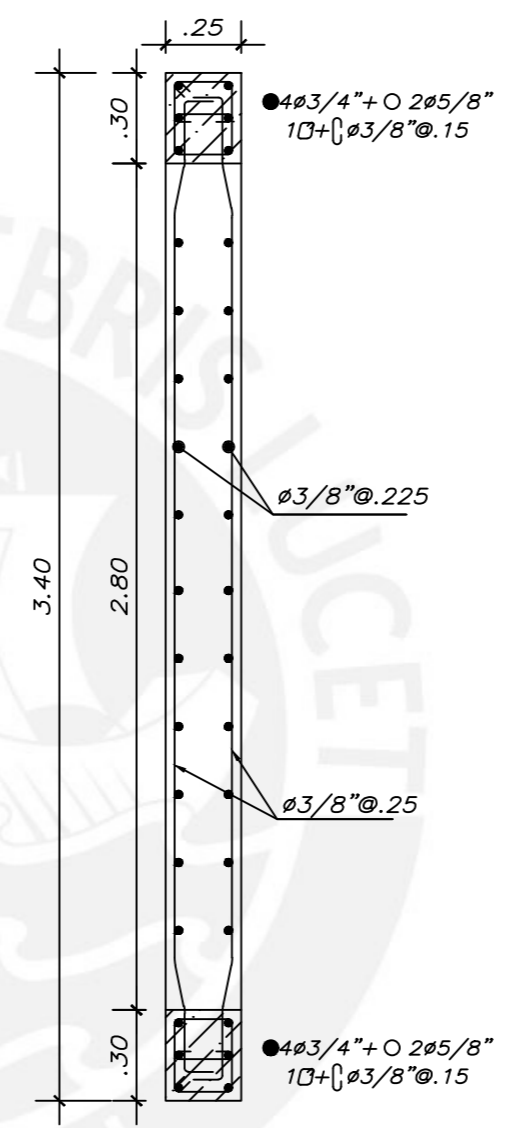
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMINA N° :  E-07
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos		
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS		
N° :	A2		
PLANO :	MUROS DE CIMENTACION Y PLACAS		
DIBUJO :	Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021



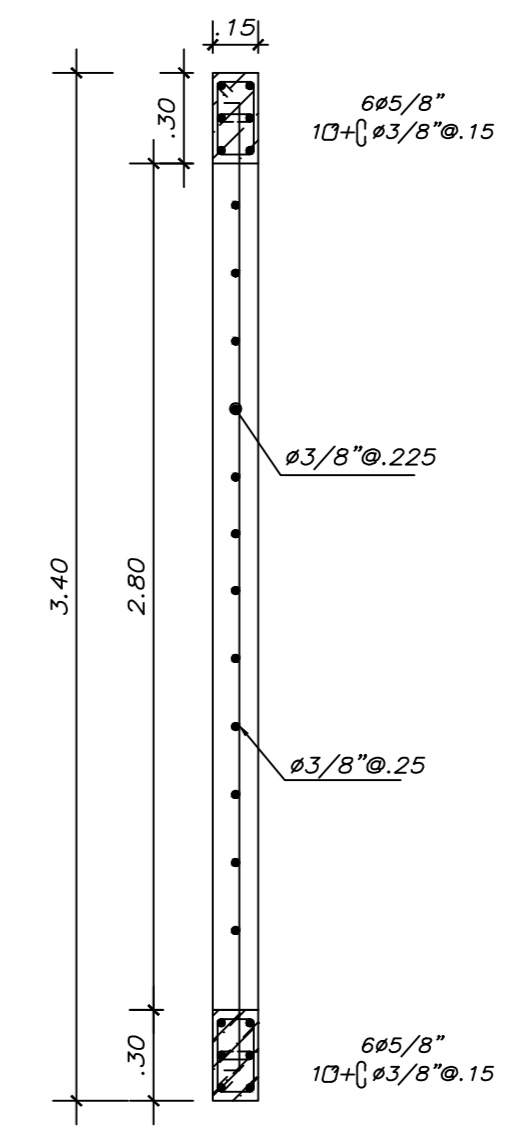
SEMISOTANO



1° Y 2° PISO



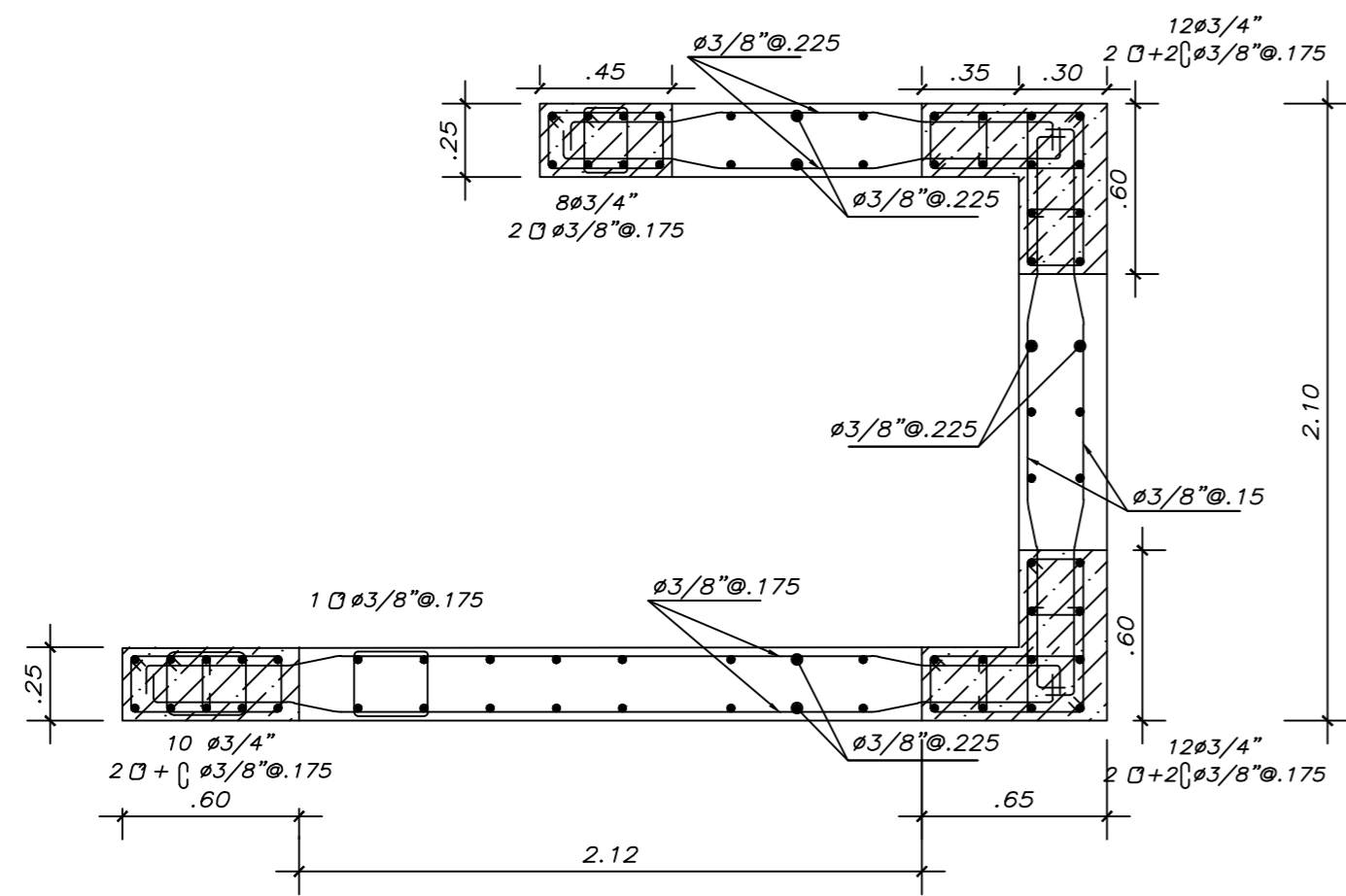
3° Y 4° PISO



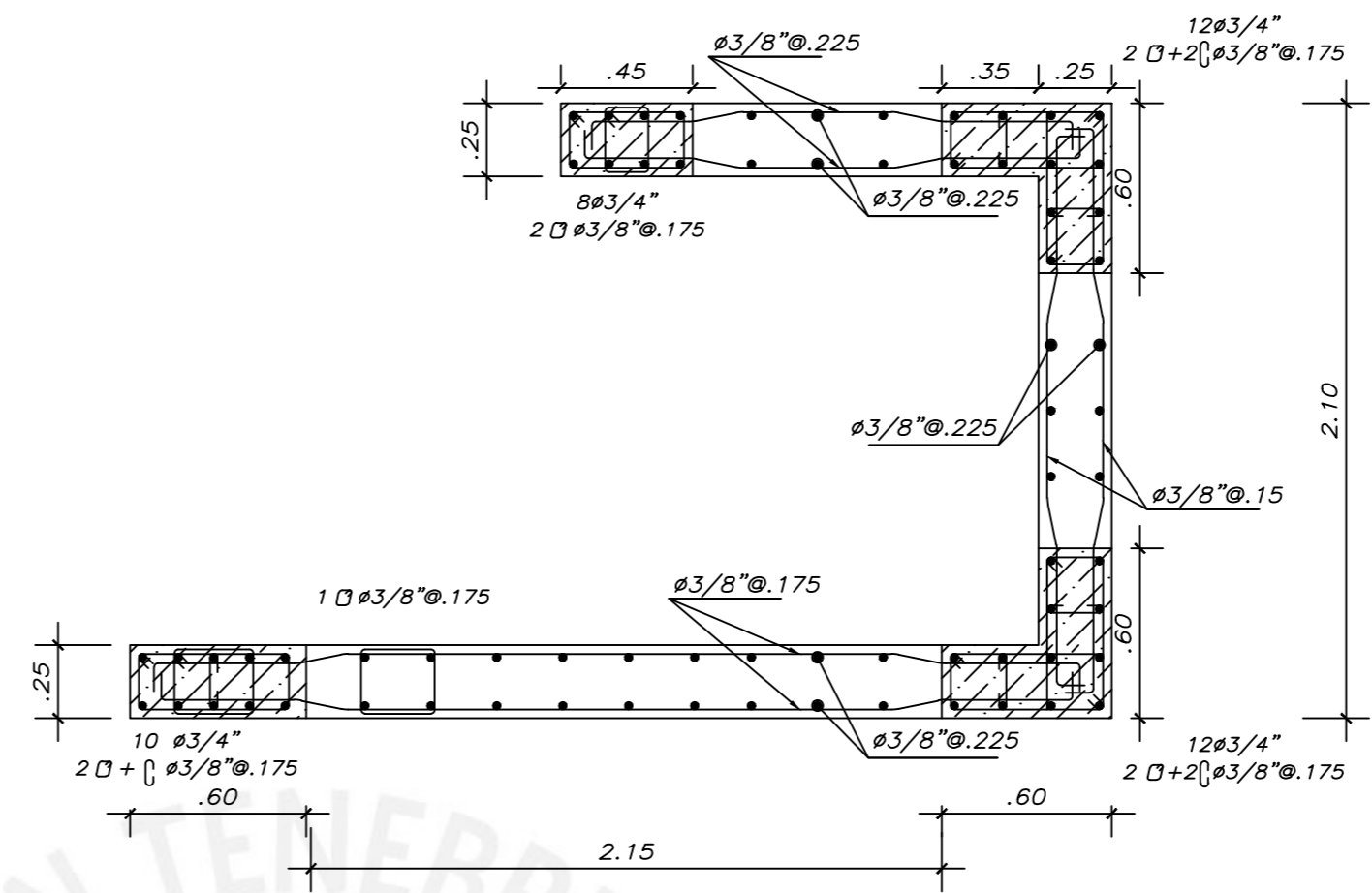
5° Y 6° PISO

PLACA 2

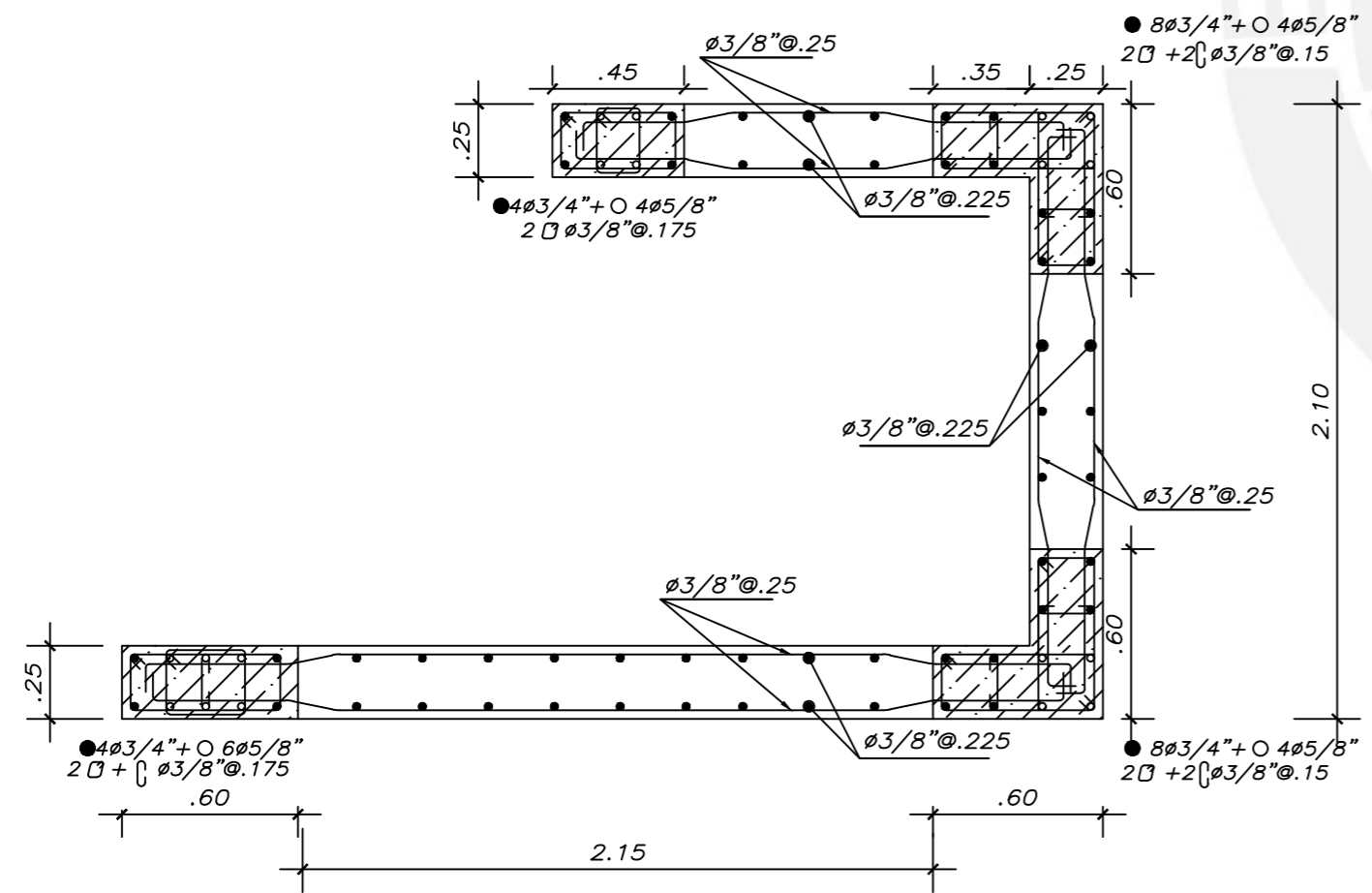
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMINA N° :  E-08
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos		
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS		
N° :	A2		
PLANO :	MUROS DE CIMENTACION Y PLACAS		
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021	



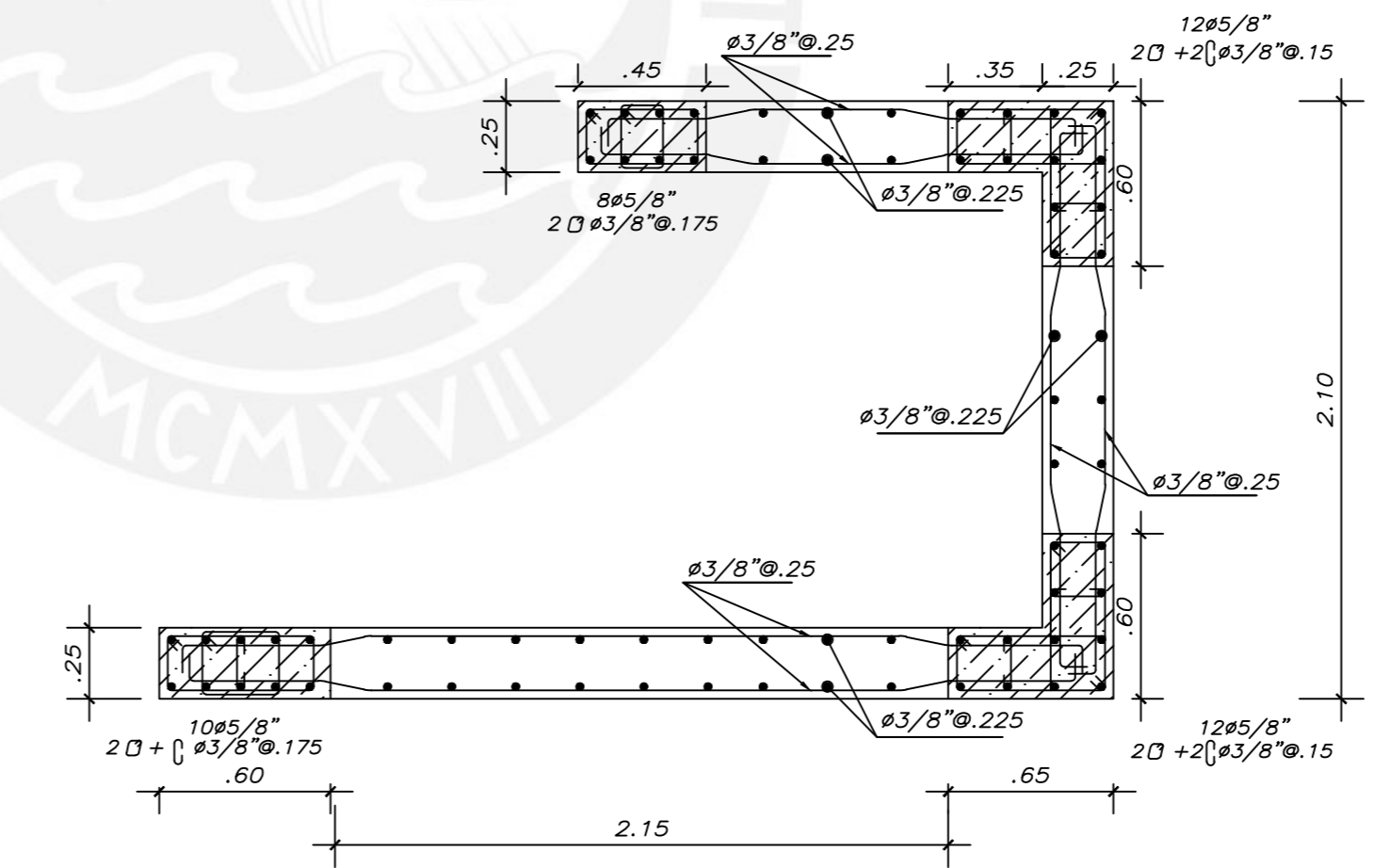
SEMISOTANO



1° Y 2° PISO



3° Y 4° PISO

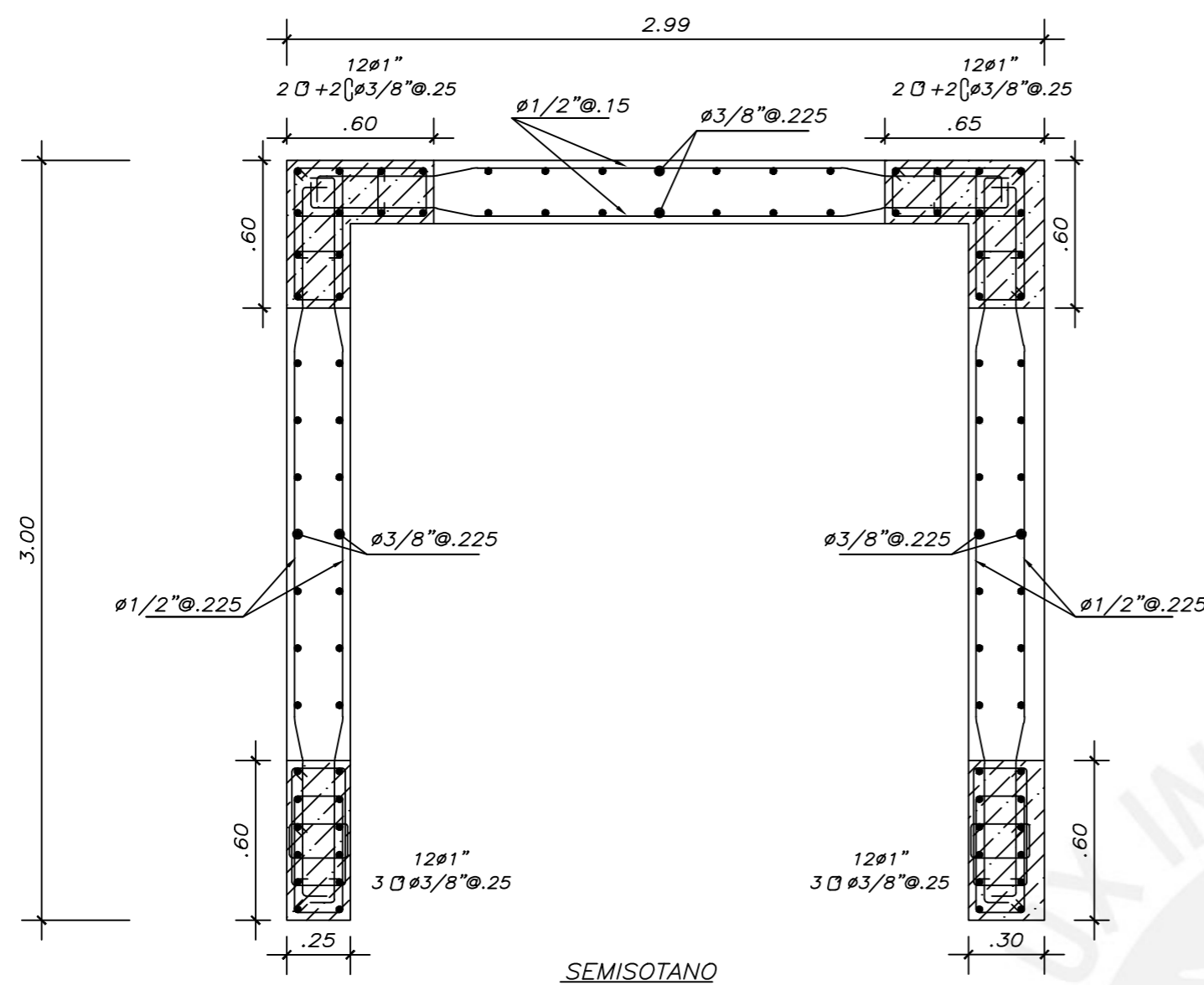


5° Y 6° PISO

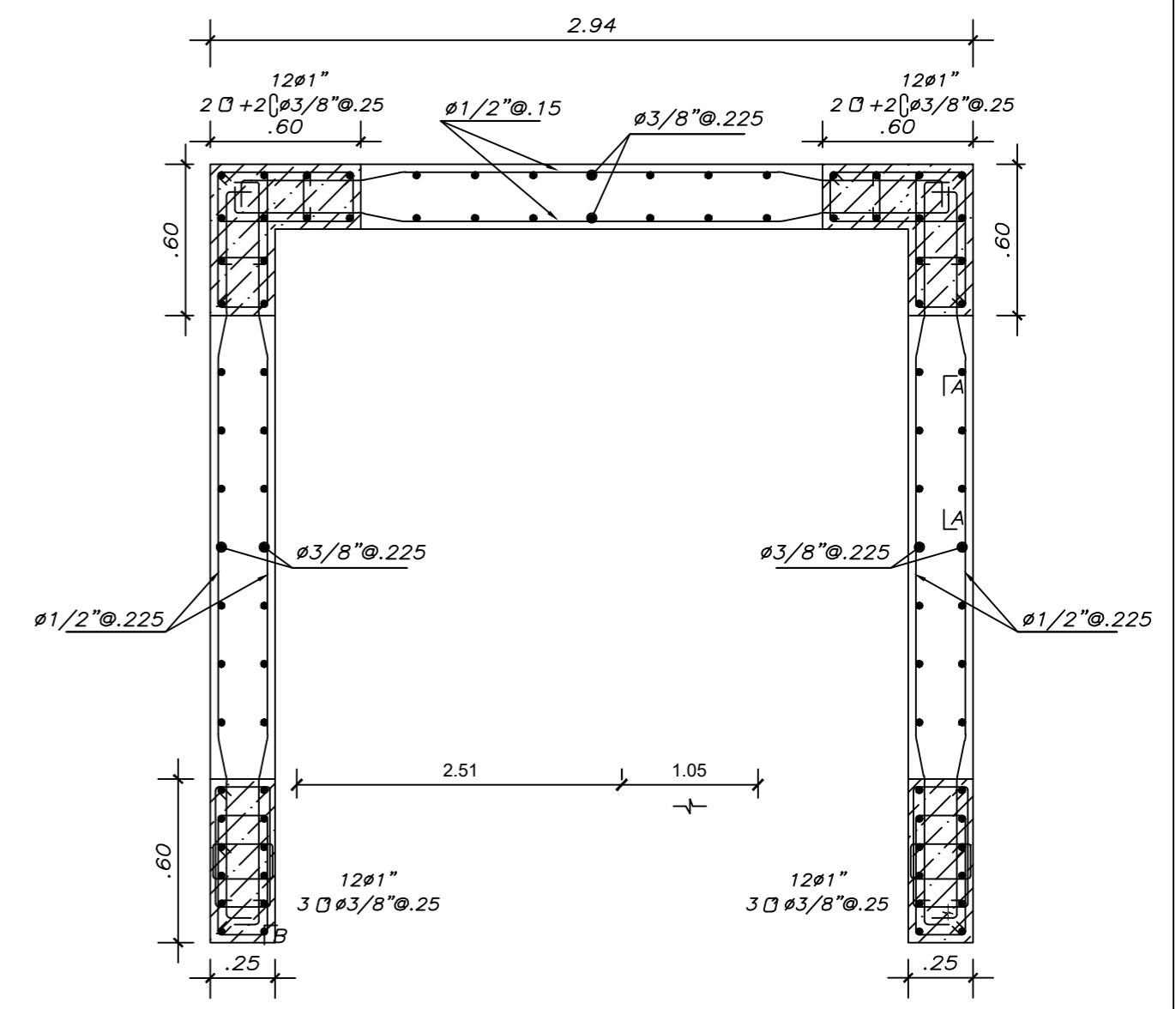
PLACA 3

PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos	E-09
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	
N° :	A2	
PLANO :	MUROS DE CIMENTACION Y PLACAS	
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021

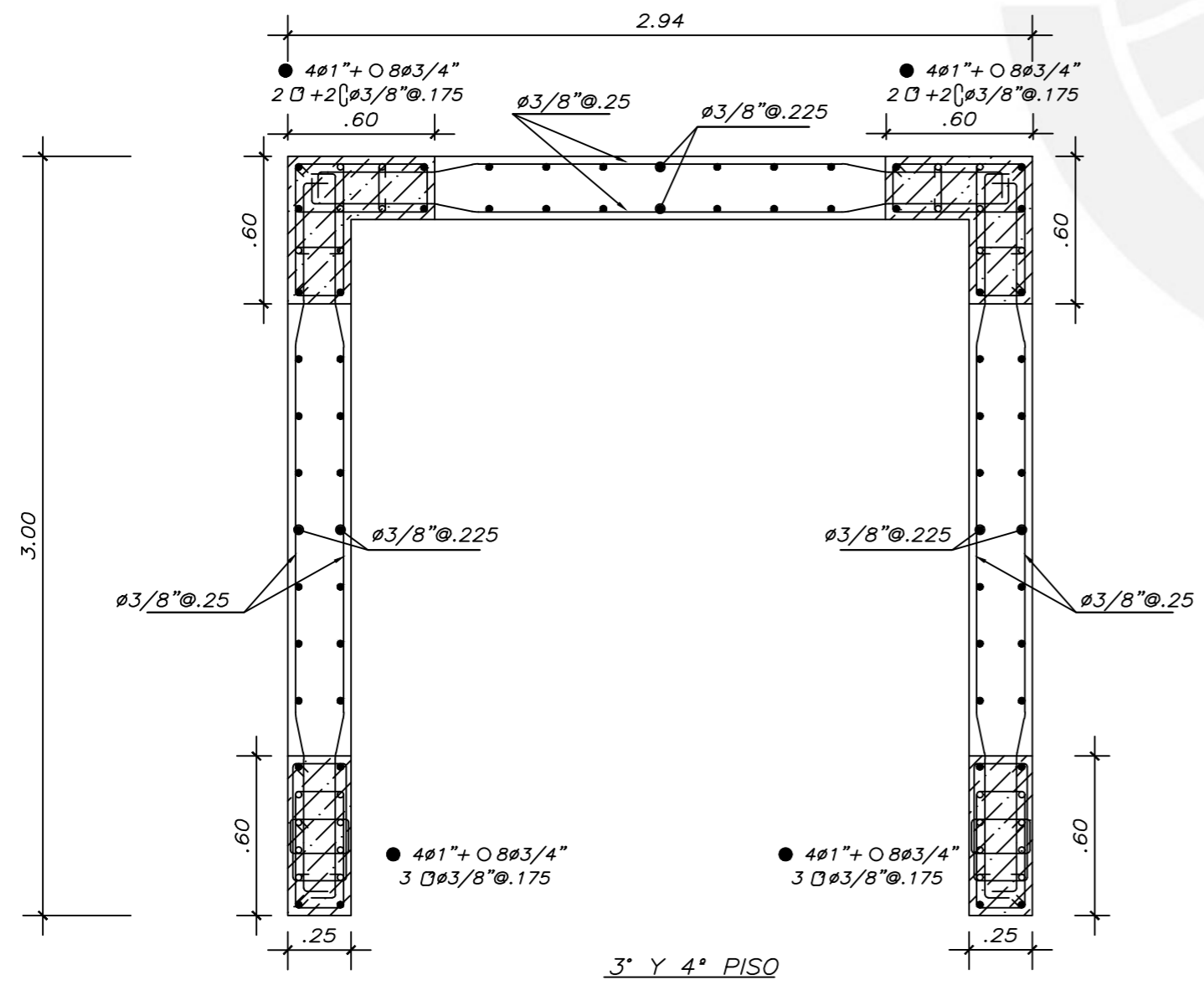




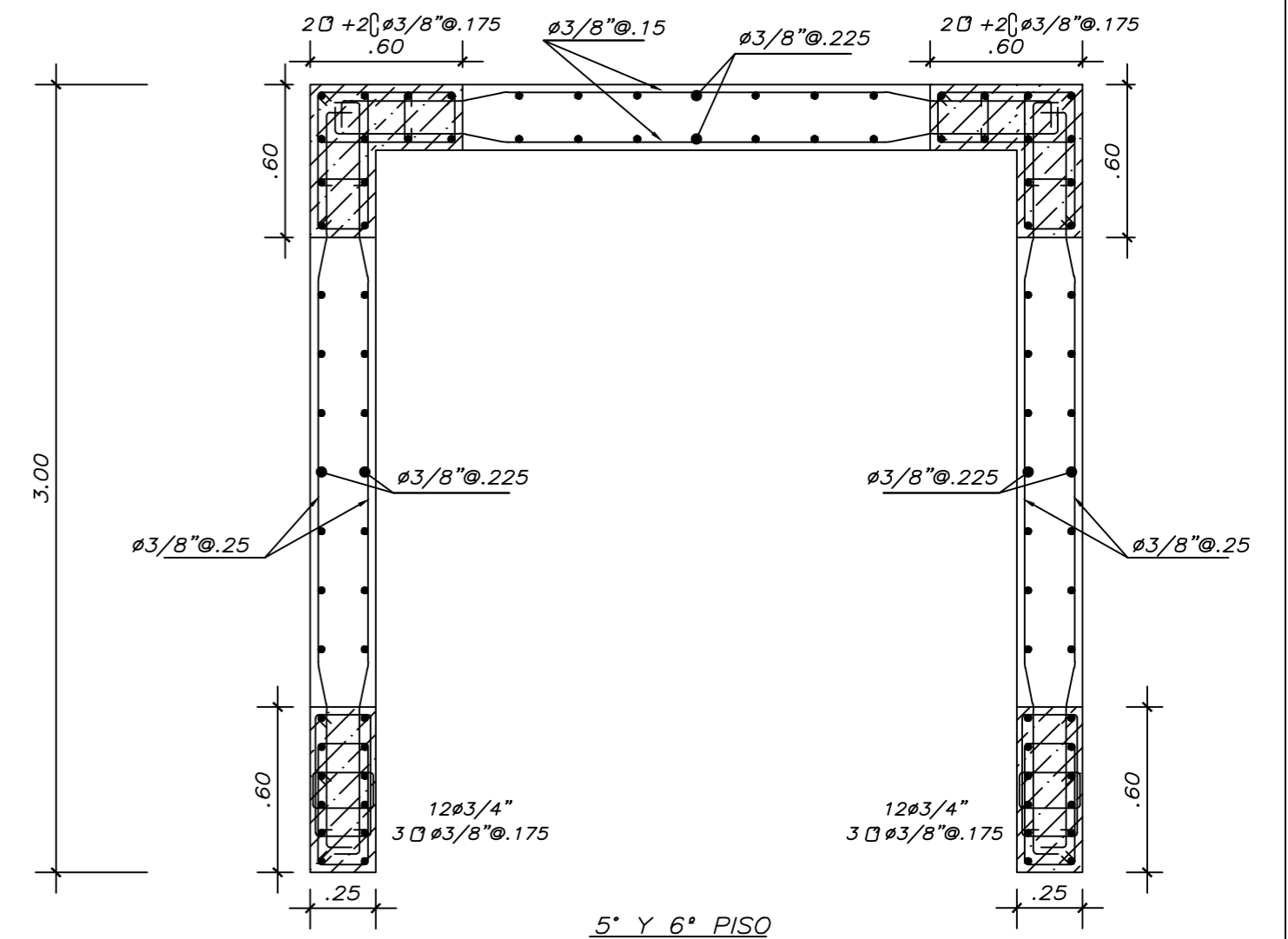
SEMISOTANO



5° Y 6° PISO

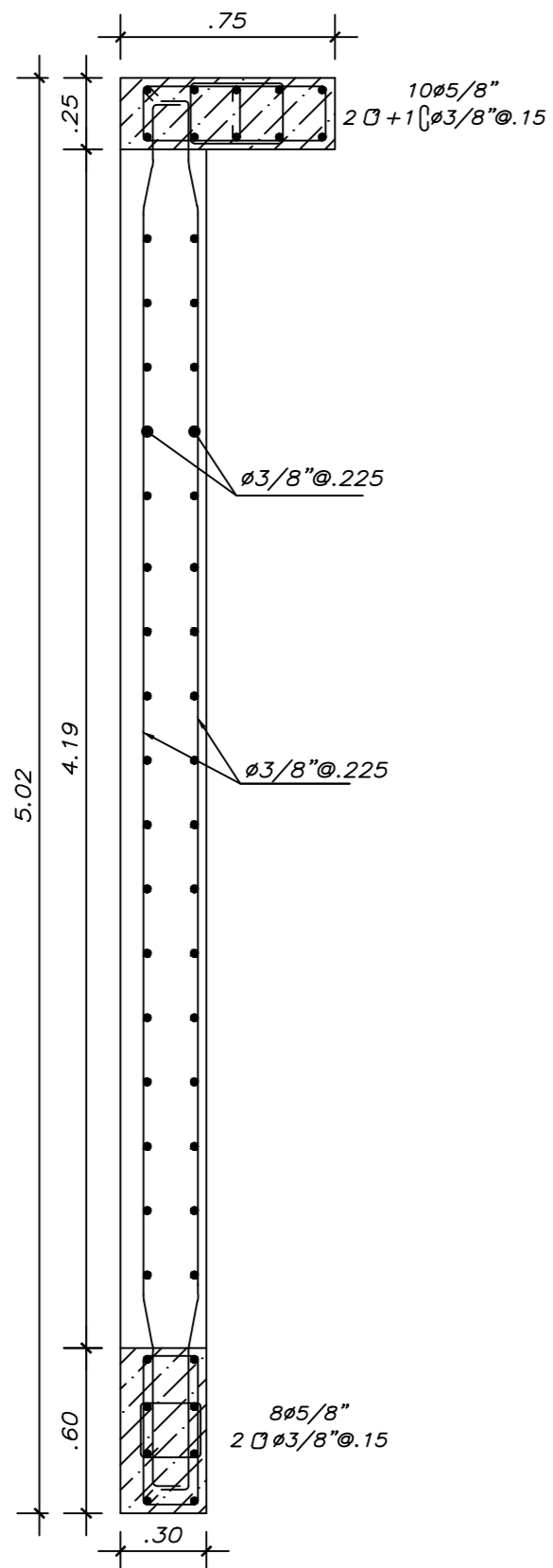


3° Y 4° PISO

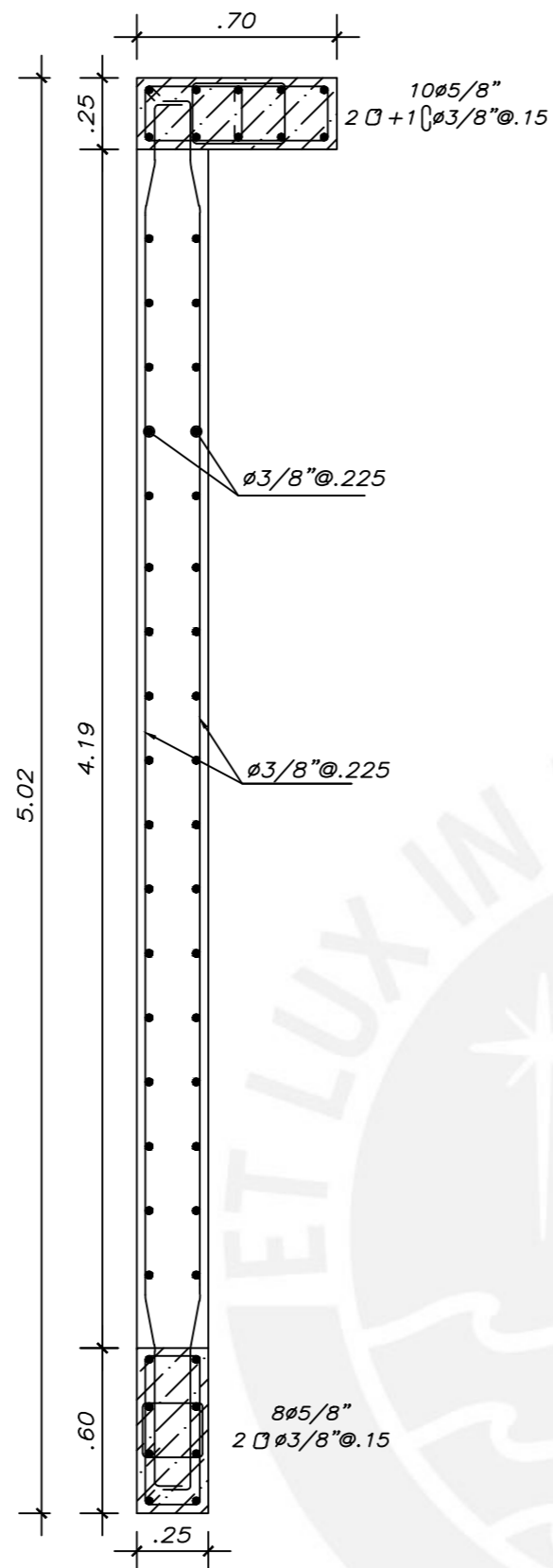


PLACA 4

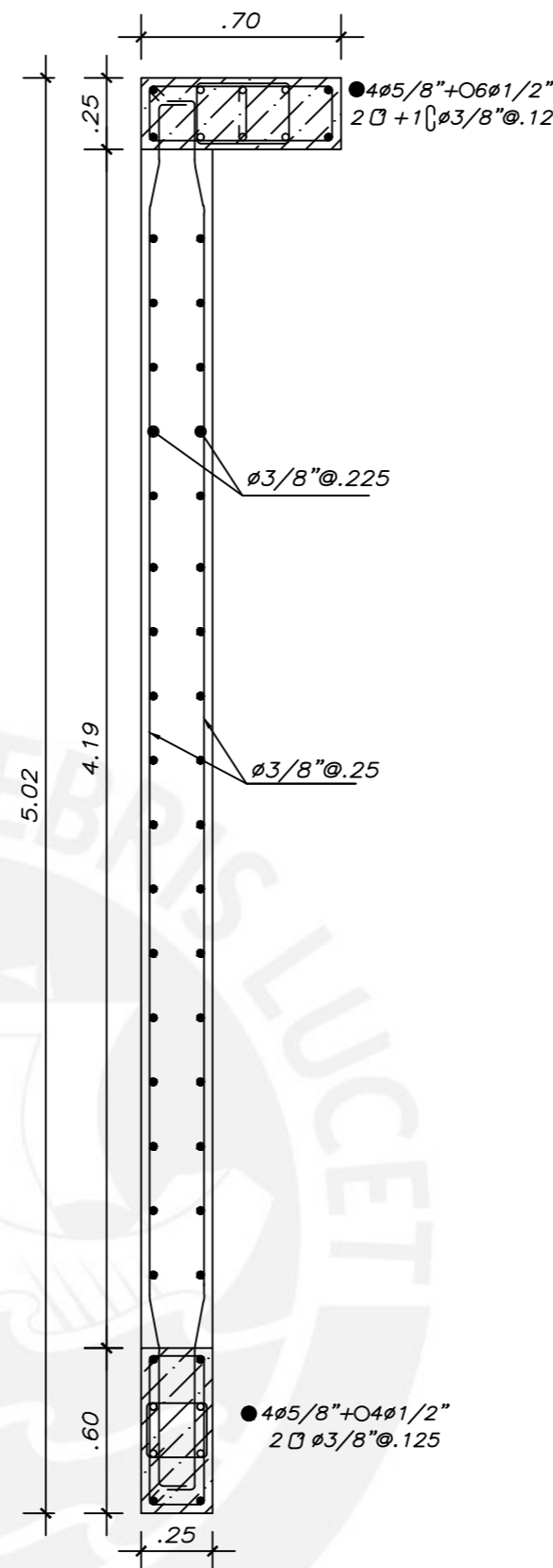
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMINA N° :
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos		E-10
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS		
N° :	A2		
PLANO :	MUROS DE CIMENTACION Y PLACAS		
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021	



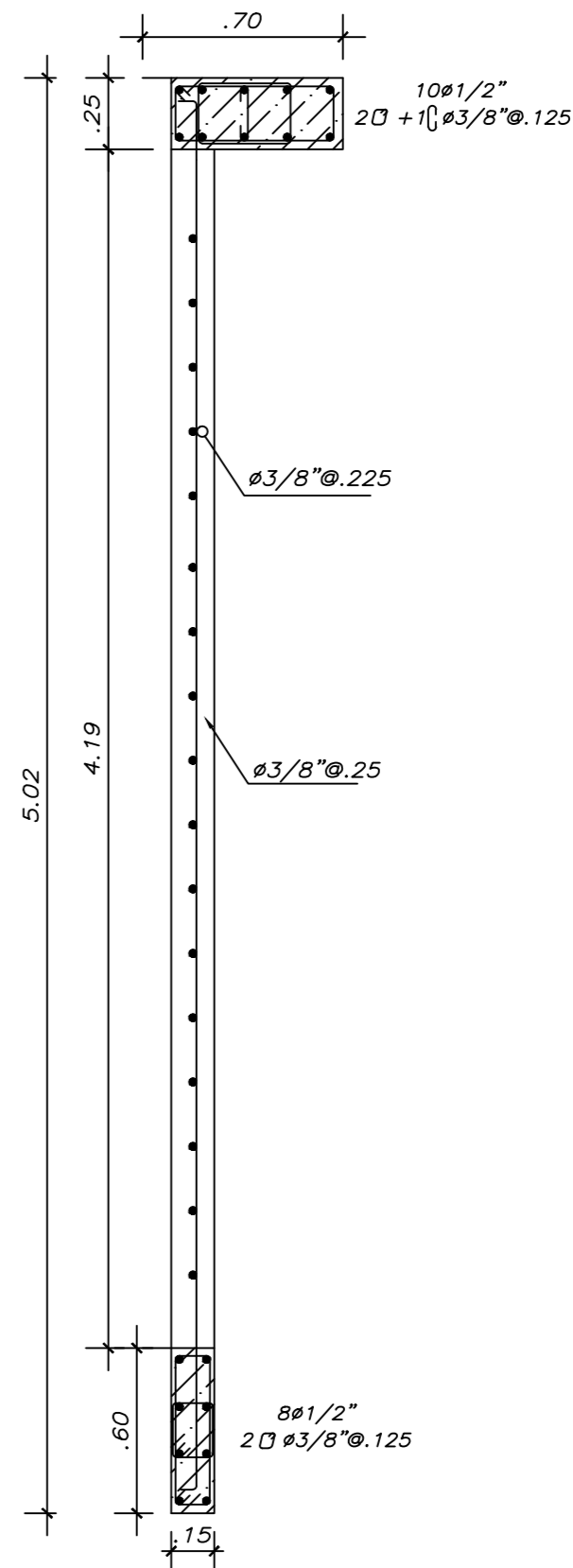
SEMISOTANO



1° Y 2° PISO



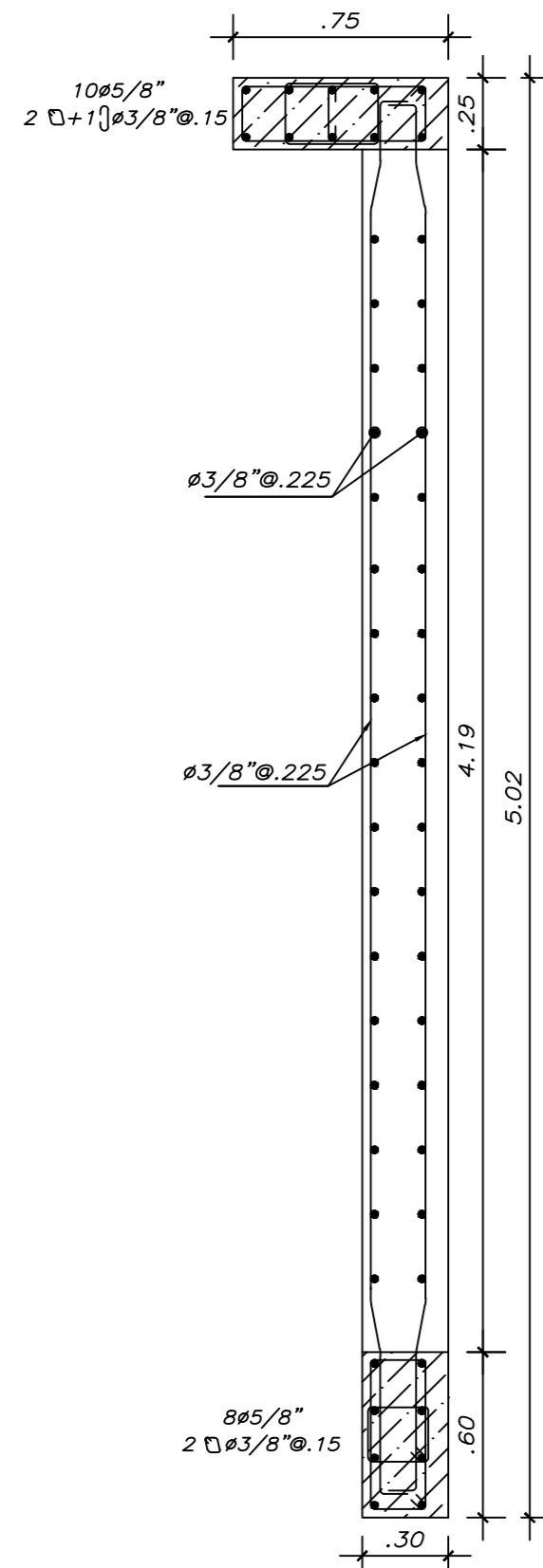
3° Y 4° PISO



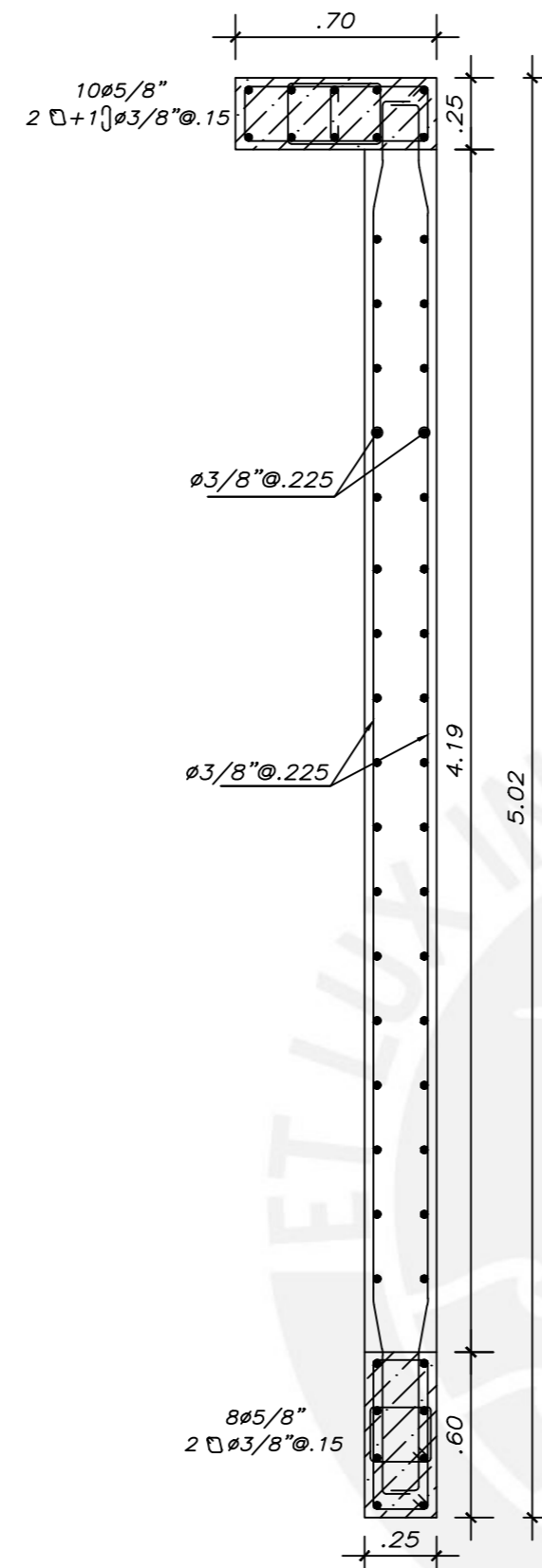
5° Y 6° PISO

PLACA 5

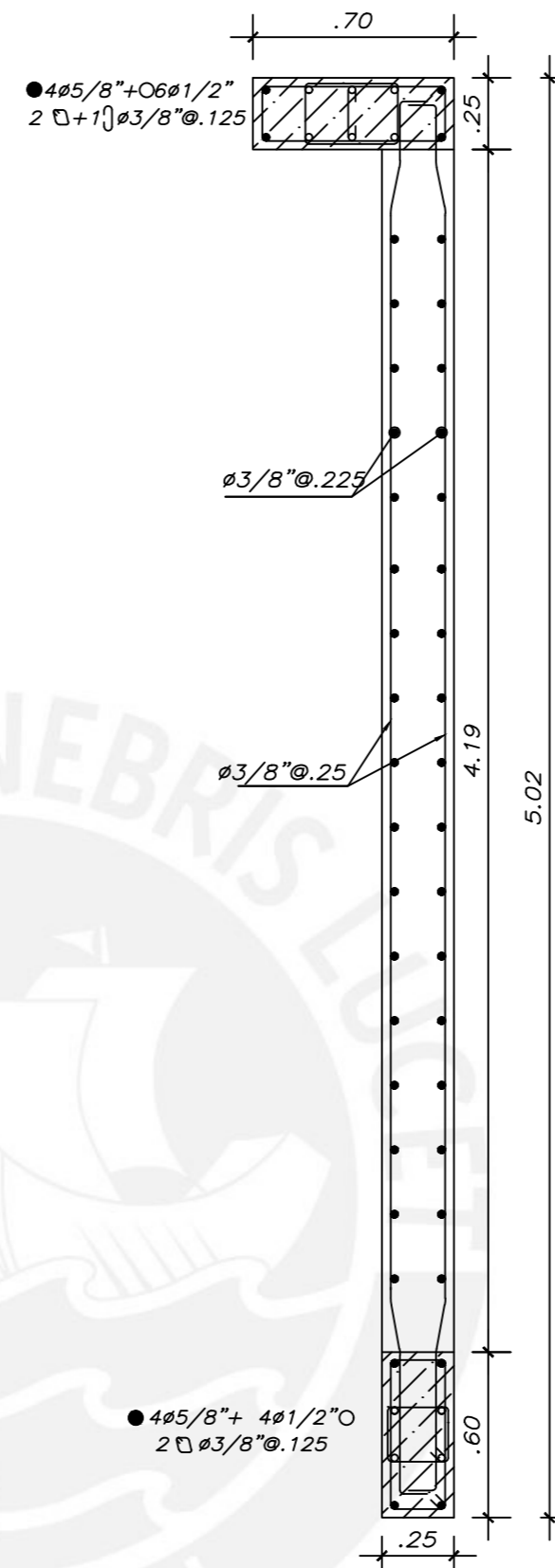
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMINA N° :  E-11
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos		
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS		
N° :	A2		
PLANO :	MUROS DE CIMENTACION Y PLACAS		
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021	



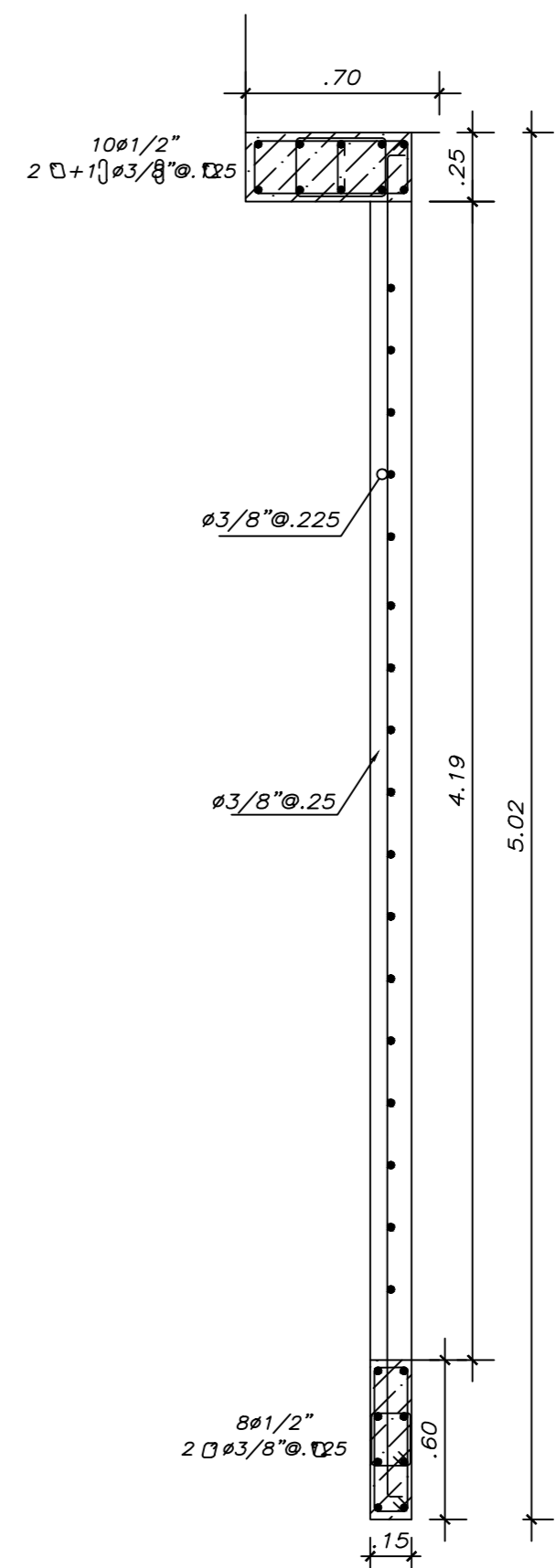
SEMISOTANO



1° Y 2° PISO



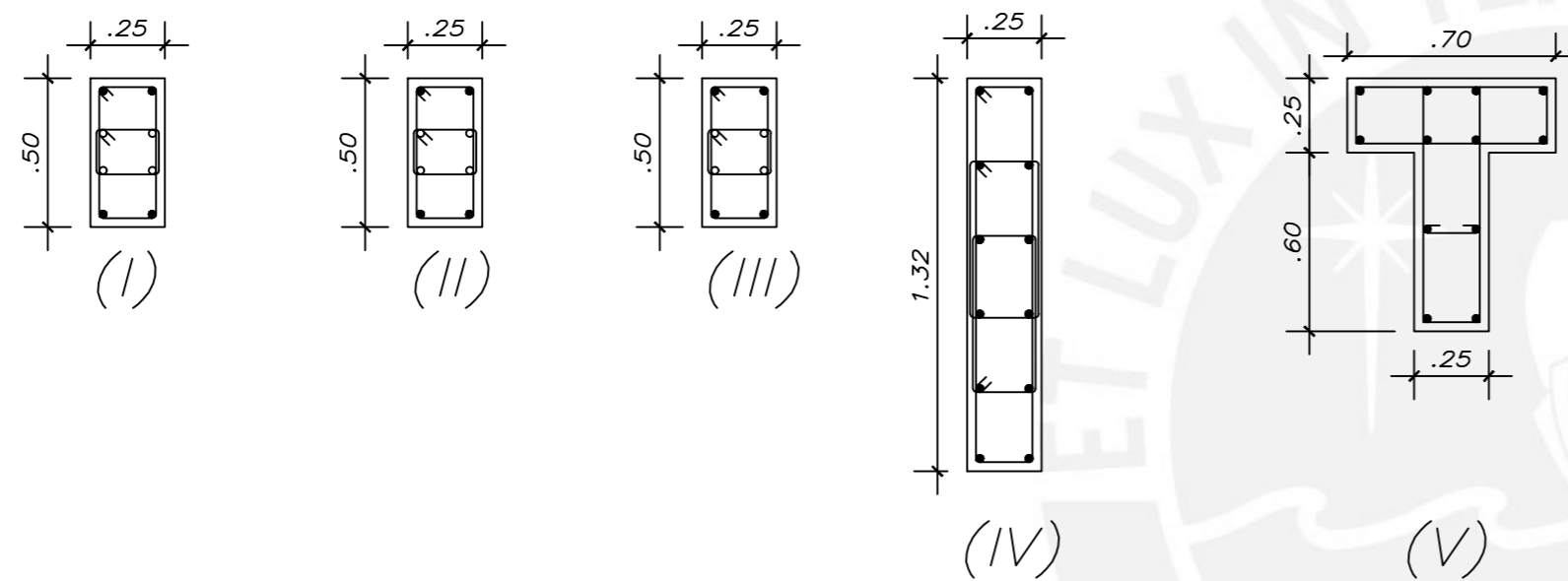
3° Y 4° PISO



5° Y 6° PISO

PLACA 6

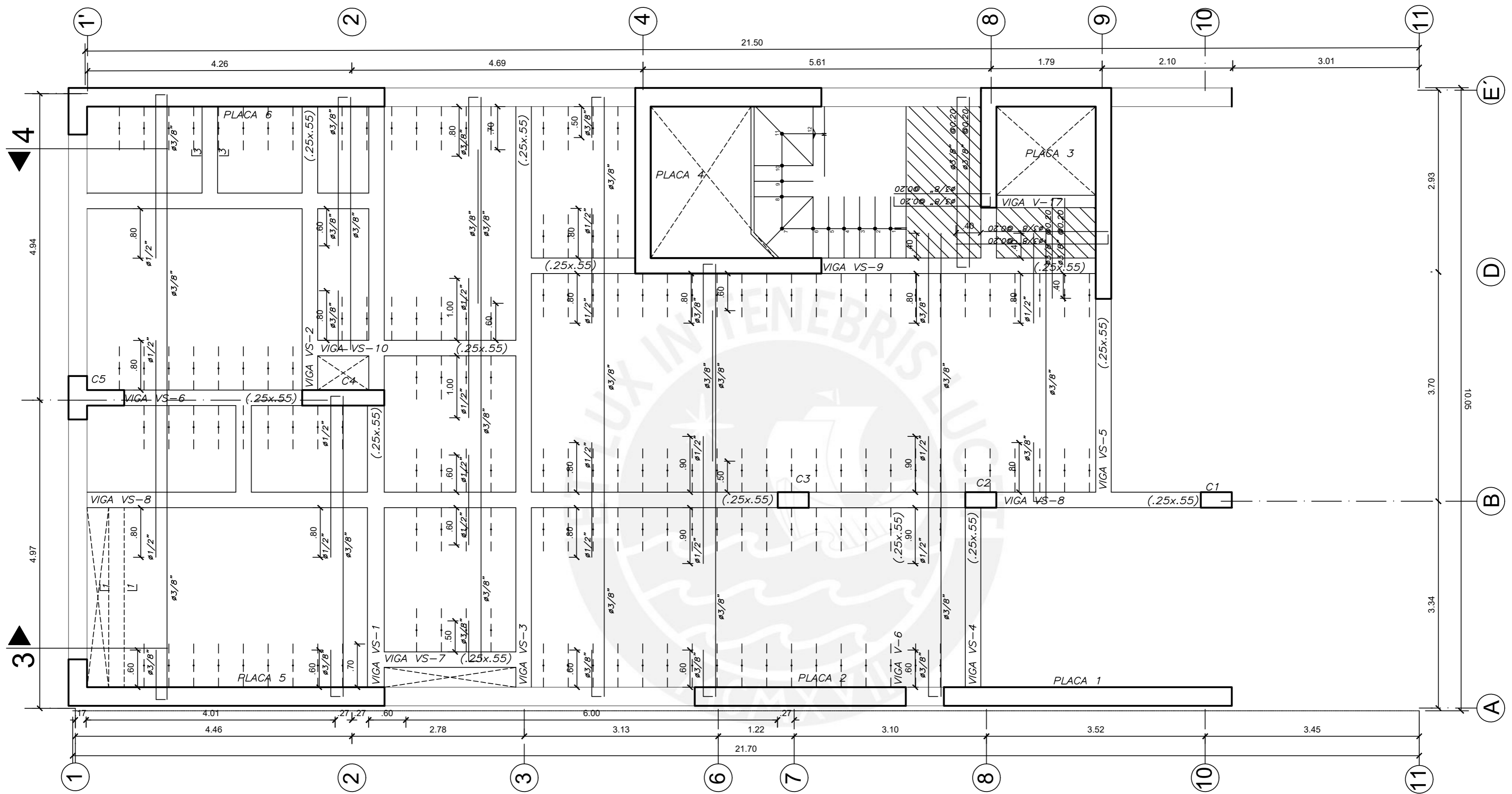
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMINA N° :
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos		
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS		
N° :	A2		
PLANO :	MUROS DE CIMENTACION Y PLACAS		
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021	E-12



## C U A D R O D E C O L U M N A S

NIVEL	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5
SEMISOTANO	.25x.50 ●4ø5/8"+O4ø1/2" 2Ø3/8"1@.05 5@.10,Rto@0.25 (I)	.25x.50 ●4ø5/8"+O4ø1/2" 2Ø3/8"1@.05 5@.10,Rto@0.25 (II)	.25x.50 ●4ø1"+O4ø3/4" 2Ø3/8"1@.05 5@.10,Rto@0.25 (III)	.25x1.32 12ø3/4" 3Ø3/8"1@.05 Rto@0.10 (IV)	COLUMNA T 12ø3/4" 2Ø+Ø3/8"1@.05 7@.10,Rto@.25 (V)
1° PISO	.25x0.50 ●4ø5/8"+O4ø1/2" 2Ø3/8"1@.05 5@.10,Rto@0.25 (I)	.25x0.50 ●4ø5/8"+O4ø1/2" 2Ø3/8"1@.05 5@.10,Rto@0.25 (II)	.25x.50 ●4ø1"+O4ø3/4" 2Ø3/8"1@.05 5@.10,Rto@0.25 (III)	.25x1.32 12ø3/4" 3Ø3/8"1@.05 Rto@0.10 (IV)	COLUMNA T 12ø3/4" 2Ø+Ø3/8"1@.05 7@.10,Rto@.25 (V)
2° PISO	.25x0.50 ●4ø5/8"+O4ø1/2" 2Ø3/8"1@.05 5@.10,Rto@0.25 (I)	.25x0.50 ●4ø5/8"+O4ø1/2" 2Ø3/8"1@.05 5@.10,Rto@0.25 (II)	.25x.50 8ø3/4" 2Ø3/8"1@.05 5@.10,Rto@0.25 (III)	.25x1.32 12ø3/4" 3Ø3/8"1@.05 Rto@0.10 (IV)	COLUMNA T 12ø3/4" 2Ø+Ø3/8"1@.05 7@.10,Rto@0.10 (V)
3° PISO	.25x0.50 ●4ø5/8"+O4ø1/2" 2Ø3/8"1@.05 5@.10,Rto@0.25 (I)	.25x0.50 ●4ø5/8"+O4ø1/2" 2Ø3/8"1@.05 5@.10,Rto@0.25 (II)	.25x.50 8ø3/4" 2Ø3/8"1@.05 5@.10,Rto@0.25 (III)	.25x1.32 12ø3/4" 3Ø3/8"1@.05 Rto@0.10 (IV)	COLUMNA T 12ø3/4" 2Ø+Ø3/8"1@.05 7@.10,Rto@.25 (V)
4° PISO	.25x0.50 ●4ø5/8"+O4ø1/2" 2Ø3/8"1@.05 5@.10,Rto@0.25 (I)	.25x0.50 ●4ø5/8"+O4ø1/2" 2Ø3/8"1@.05 5@.10,Rto@0.25 (II)	.25x.50 8ø3/4" 2Ø3/8"1@.05 5@.10,Rto@0.25 (III)	.25x1.32 12ø3/4" 3Ø3/8"1@.05 Rto@0.10 (IV)	COLUMNA T 6ø3/4"+6ø5/8" 2Ø+Ø3/8"1@.05 7@.10,Rto@.25 (V)
5° PISO	.25x0.50 ●4ø5/8"+O4ø1/2" 2Ø3/8"1@.05 5@.10,Rto@0.25 (I)	.25x0.50 ●4ø5/8"+O4ø1/2" 2Ø3/8"1@.05 5@.10,Rto@0.25 (II)	.25x.50 8ø3/4" 2Ø3/8"1@.05 5@.10,Rto@0.25 (III)	.25x1.32 12ø3/4" 3Ø3/8"1@.05 Rto@0.10 (IV)	COLUMNA T 6ø3/4"+6ø5/8" 2Ø+Ø3/8"1@.05 7@.10,Rto@.25 (V)
6° PISO	.25x0.50 8ø1/2" 2Ø3/8"1@.05 5@.10,Rto@0.25 (I)	.25x0.50 ●4ø5/8"+O4ø1/2" 2Ø3/8"1@.05 5@.10,Rto@0.25 (II)	.25x.50 8ø3/4" 2Ø3/8"1@.05 5@.10,Rto@0.25 (III)	.25x1.32 12ø3/4" 3Ø3/8"1@.05 Rto@0.10 (IV)	COLUMNA T 6ø3/4"+6ø5/8" 2Ø+Ø3/8"1@.05 7@.10,Rto@.25 (V)

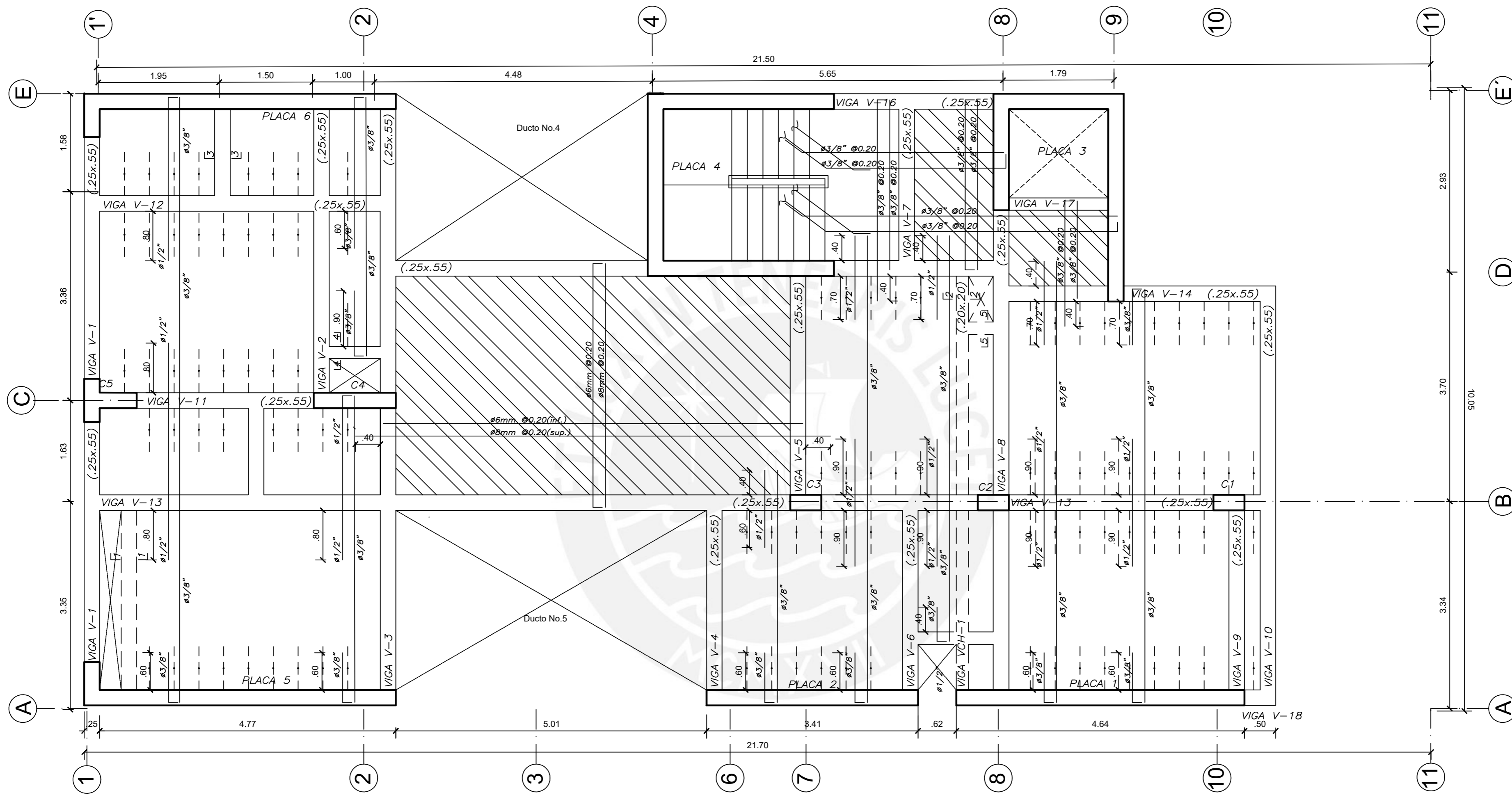
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMINA N° :     <b>E-13</b>
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos		
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS		
N° :	A2		
PLANO :	COLUMNAS		
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021	



ENCOFRADO TECHO SEMISOTANO

- ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m<sup>2</sup>
- LOSA MACIZA H=0.20, S/C=200 Kg/m<sup>2</sup>

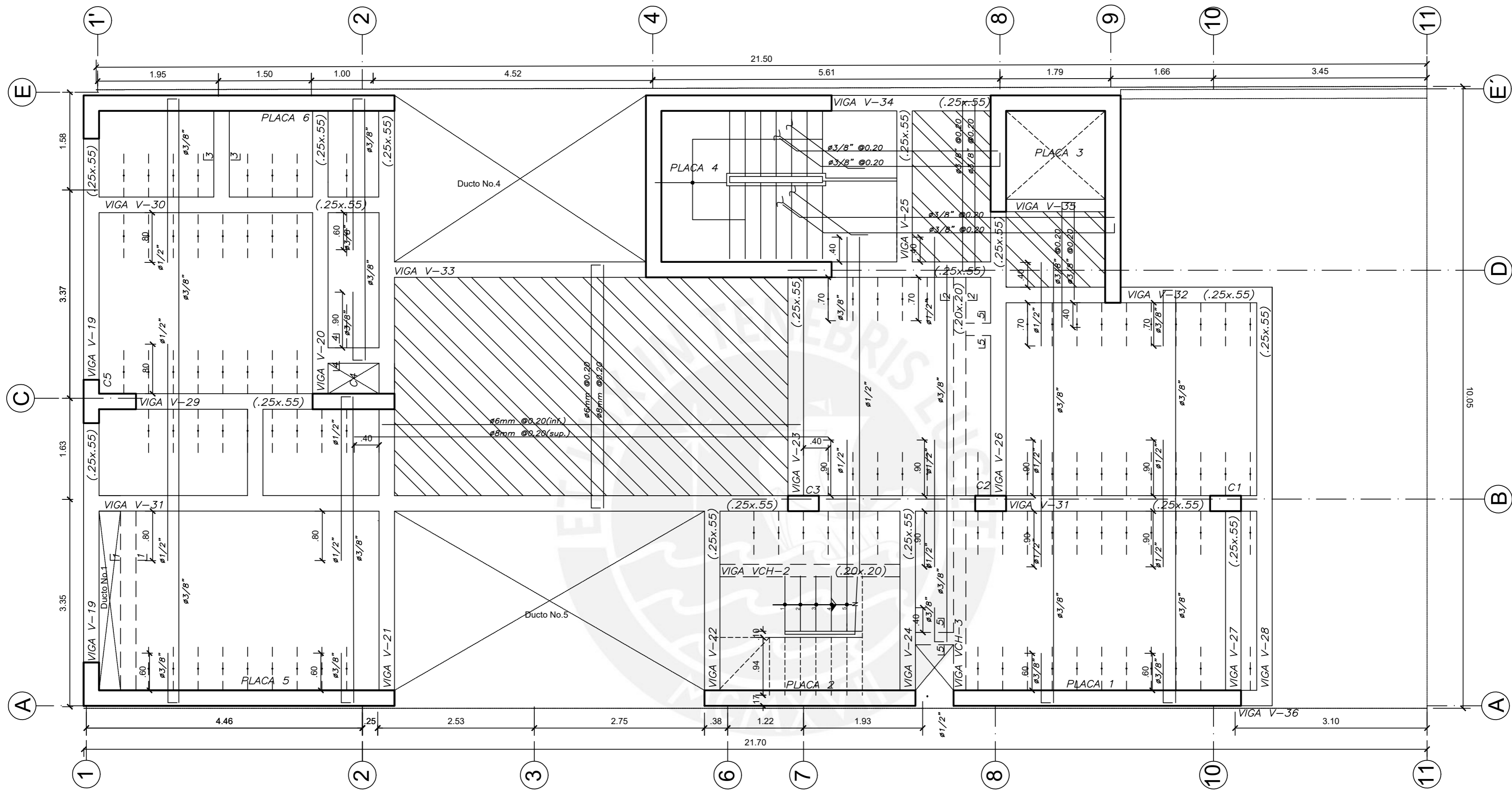
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos	E-14
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	
N° :	A2	
PLANO :	ENCOFRADO SEMISOTANO	
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021



ENCOFRADO TECHO 1° AL 4° PISO

- ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m<sup>2</sup>
- LOSA MACIZA H=0.20, S/C=200 Kg/m<sup>2</sup>

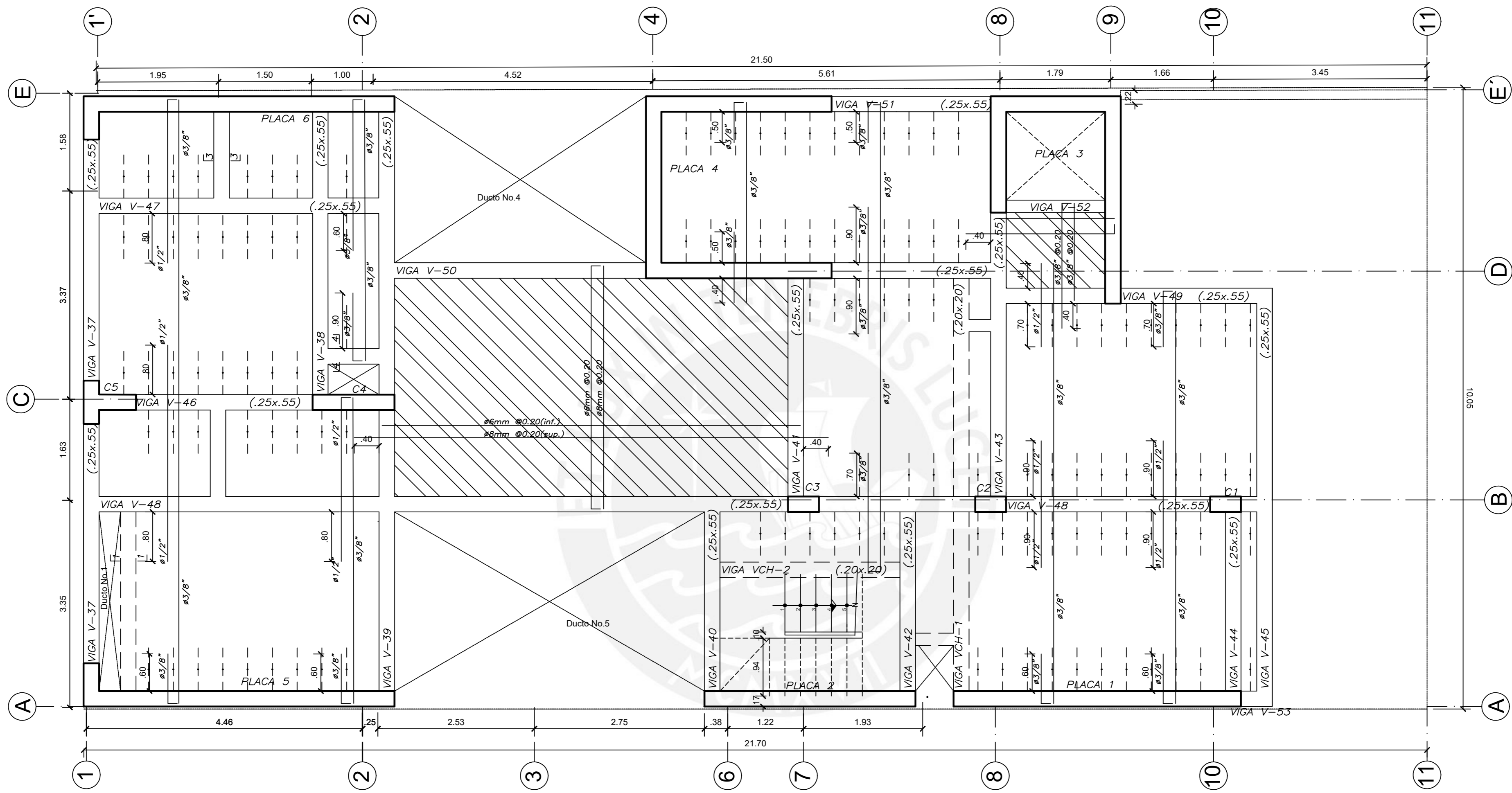
PROYECTO :		EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :    <b>E-15</b>		
Alumno :		Jordy Vertiz Carlos			
ESPECIALIDAD :		ESTRUCTURAS			
N° :		A2			
PLANO :		ENCOFRADO 1° AL 4° PISO			
DIBUJO :	Jordy Vertiz Carlos	ESCALA :	1/50	FECHA :	AGOSTO 2021



ENCOFRADO TECHO 5º PISO

- ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m<sup>2</sup>
- LOSA MACIZA H=0.20, S/C=200 Kg/m<sup>2</sup>

PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos	E-16
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	
N° :	A2	
PLANO :	ENCOFRADO 5º PISO	
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021

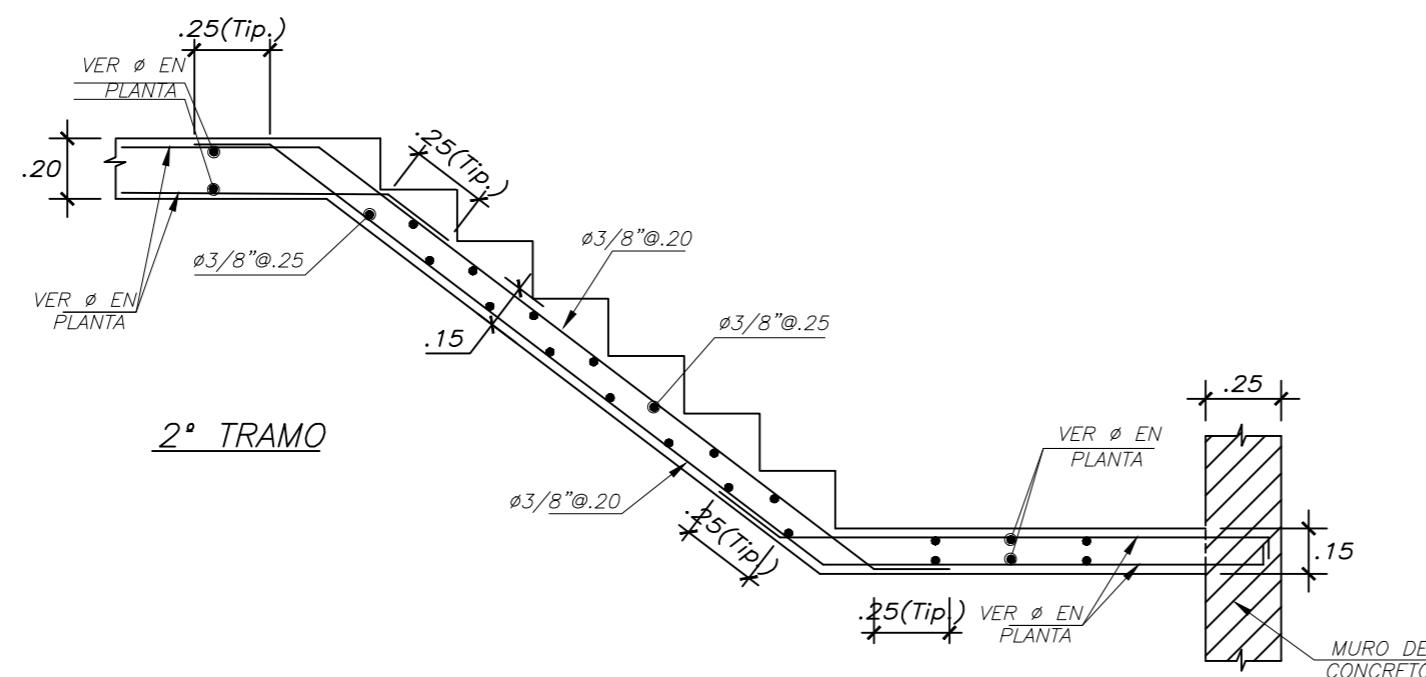
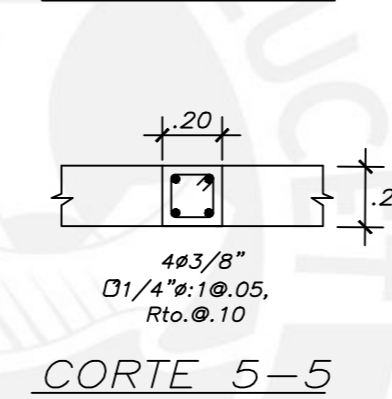
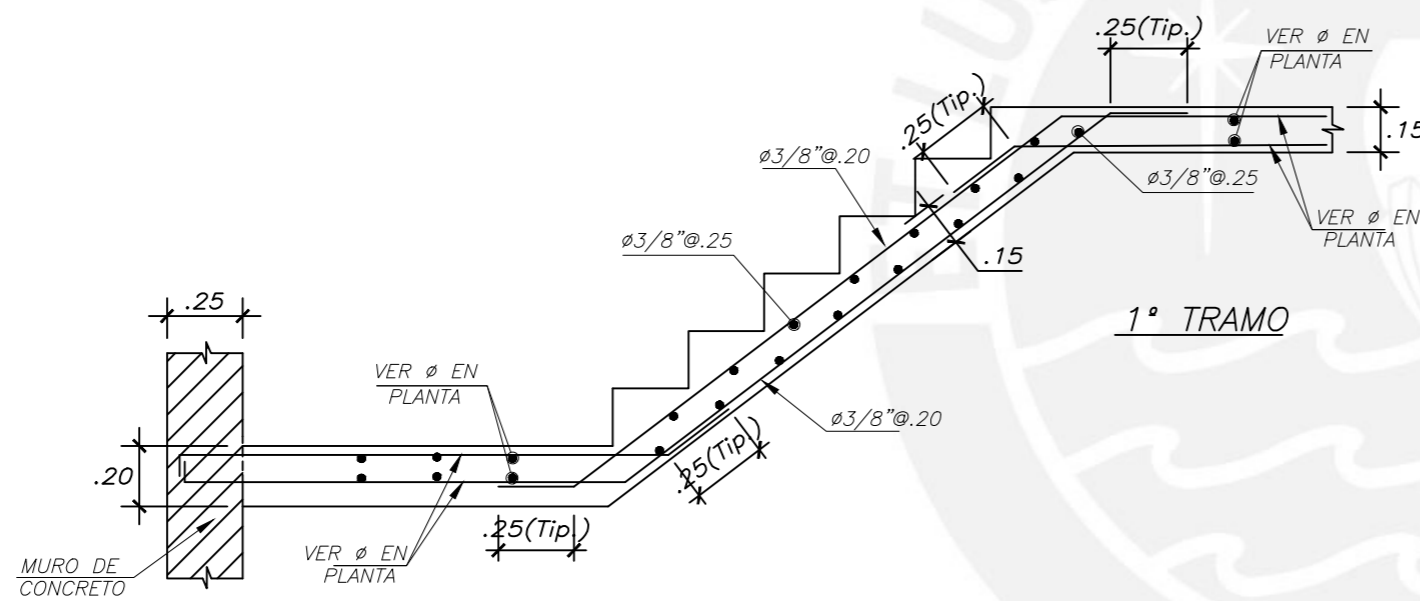
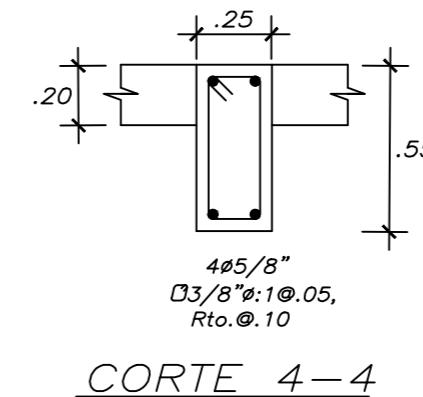
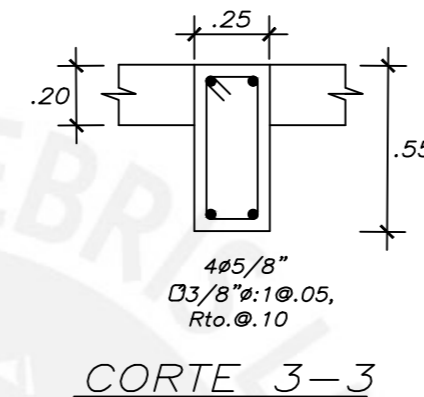
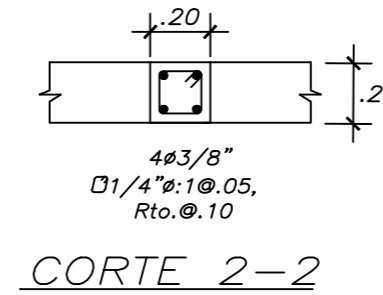
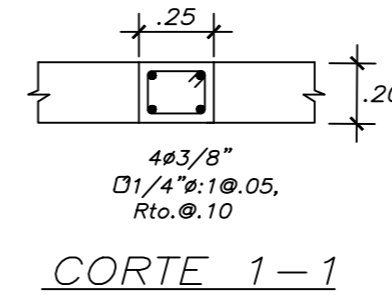
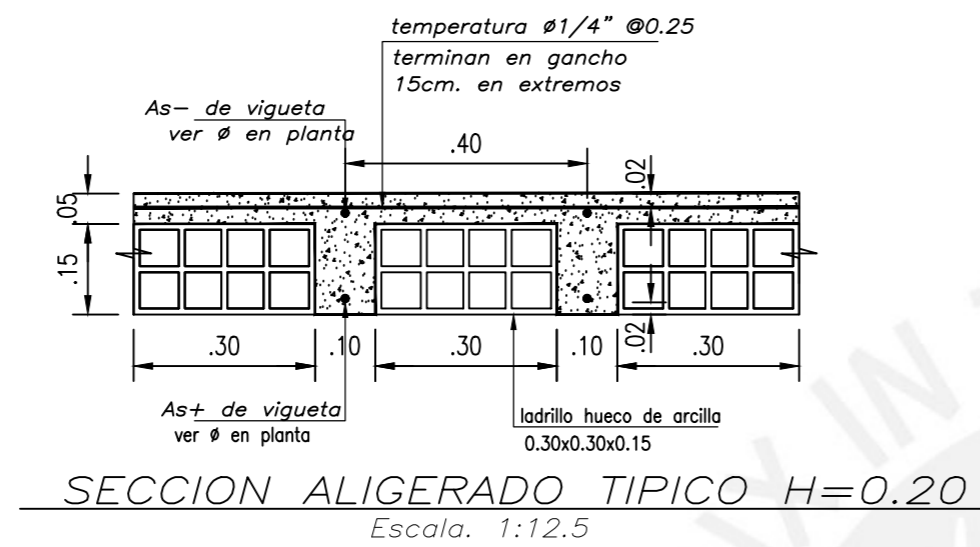
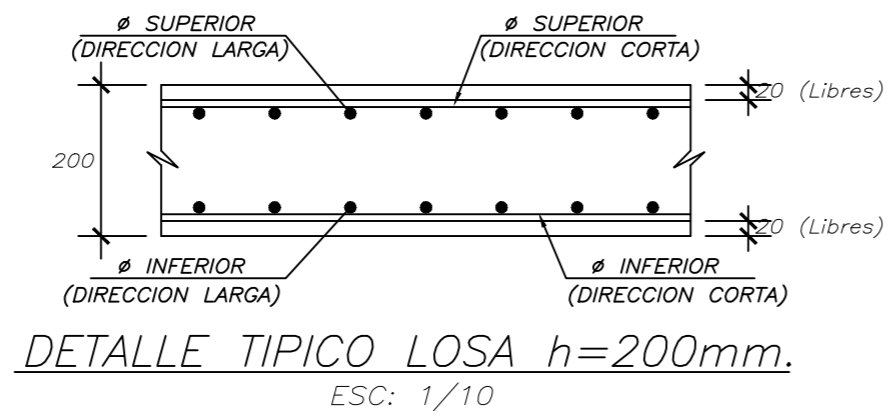


ENCOFRADO TECHO AZOTEA

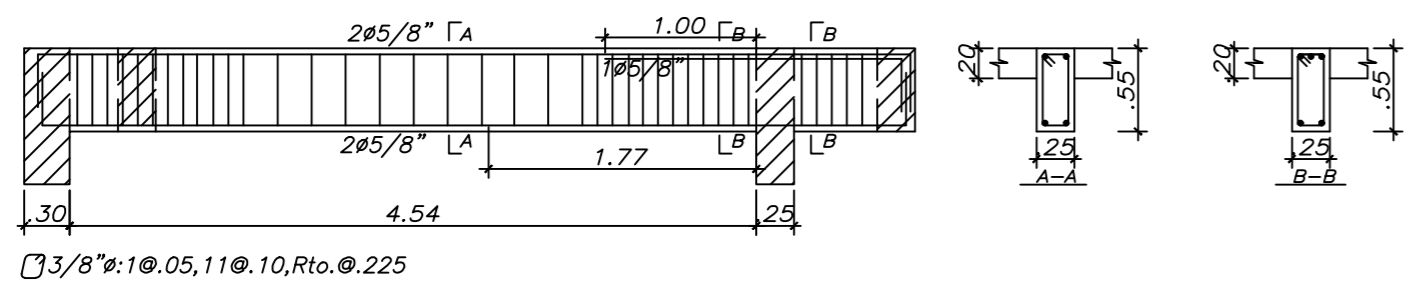
- ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m<sup>2</sup>
- LOSA MACIZA H=0.20, S/C=200 Kg/m<sup>2</sup>

PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos	E-17
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	
N° :	A2	
PLANO :	ENCOFRADO AZOTEA	
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021



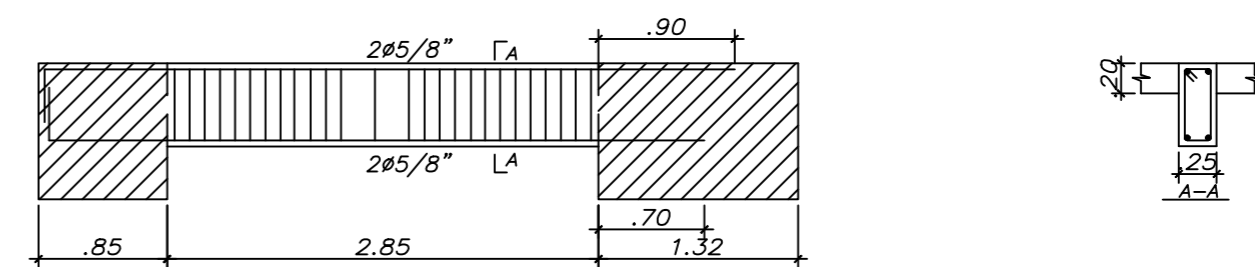


PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos	E-18
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	
N° :	A2	
PLANO :	ESCALERA Y CORTES	
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021



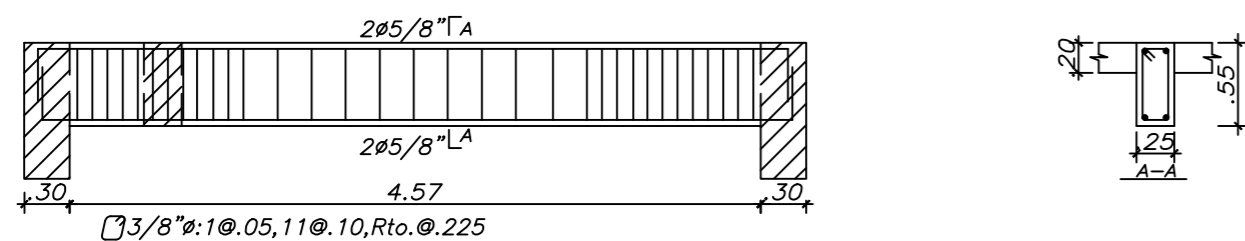
□3/8"ø:1@.05,11@.10,Rto.ø.225

VIGA VS-1 (.25x.55)



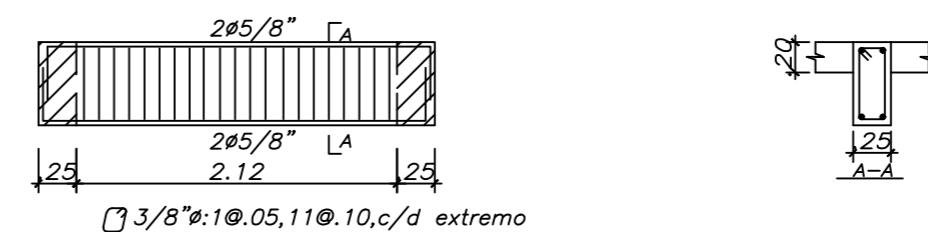
□3/8"ø:1@.05,11@.10,Rto.ø.225

VIGA EJE VS-6 (.25x.55)



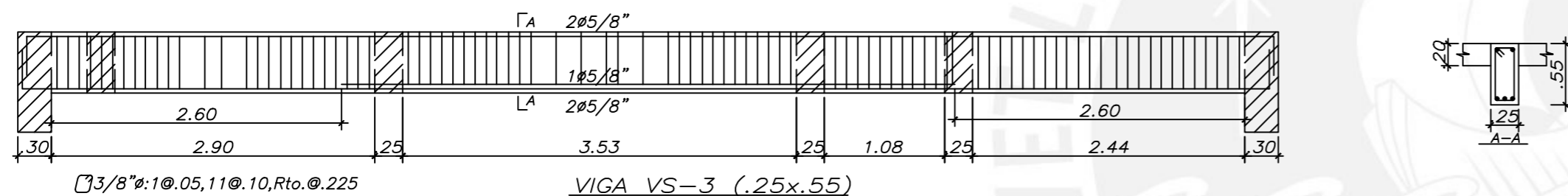
□3/8"ø:1@.05,11@.10,Rto.ø.225

VIGA VS-2 (.25x.55)



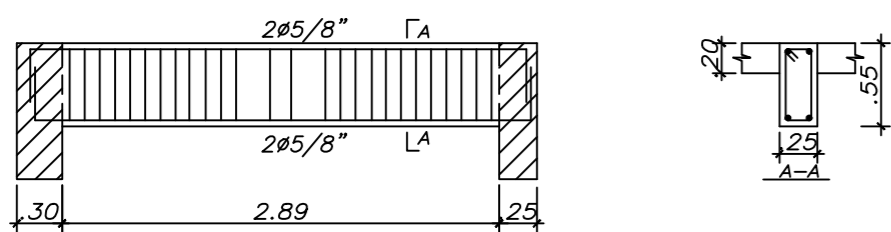
□3/8"ø:1@.05,11@.10,c/d extremo

VIGA EJE VS-7 (.25x.55)

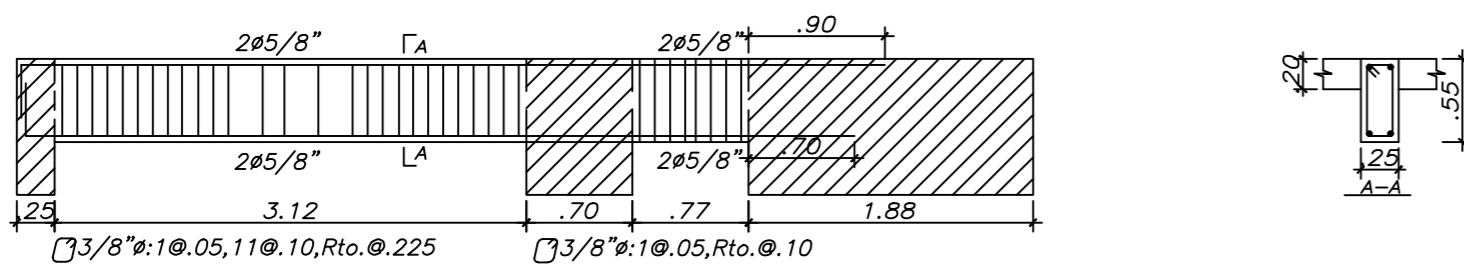


□3/8"ø:1@.05,11@.10,Rto.ø.225

VIGA VS-3 (.25x.55)



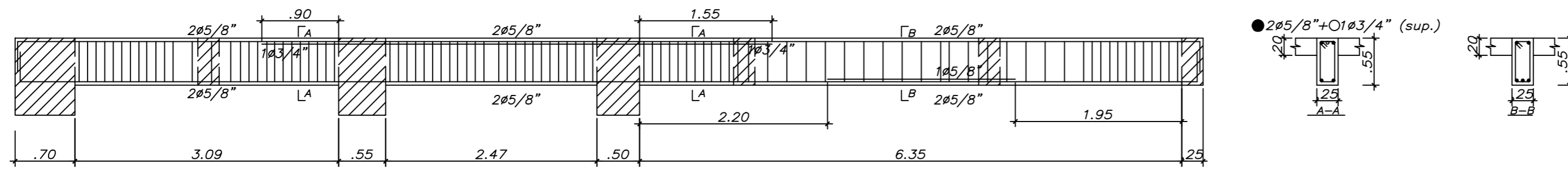
□3/8"ø:1@.05,11@.10,Rto.ø.225 VIGA VS-4 (.25x.55)



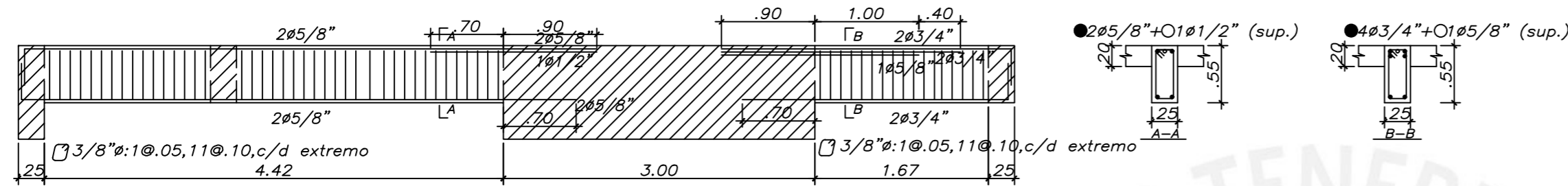
□3/8"ø:1@.05,11@.10,Rto.ø.225 □3/8"ø:1@.05,Rto.ø.10

VIGA VS-5 (.25x.55)

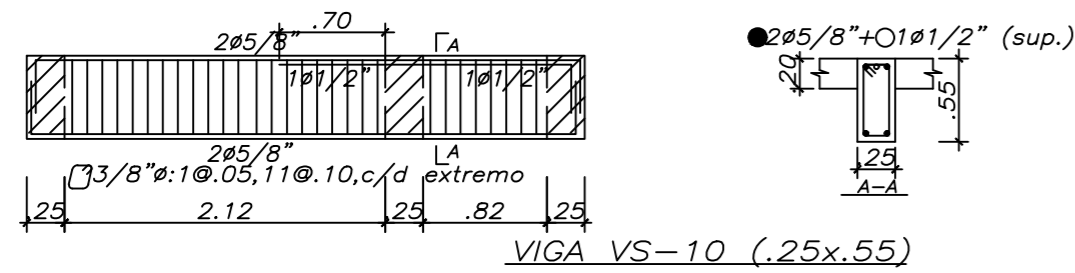
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos	E-19
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	
N° :	A2	
PLANO :	VIGAS DE SEMISOTANO	
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	



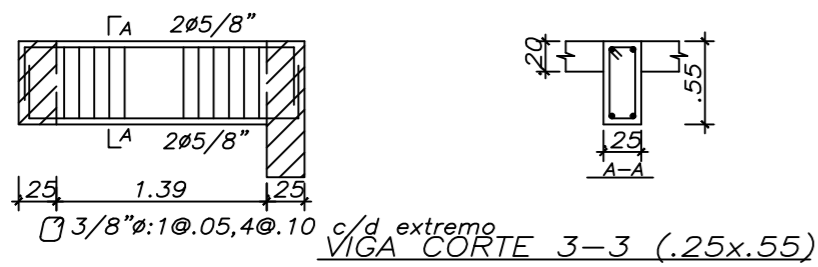
$\square 3/8 \phi: 1 @ .05, 11 @ .10, \text{Rto.} @ .225$      
 $\square 3/8 \phi: 1 @ .05, 11 @ .10, \text{Rto.} @ .225$      
 $\square 3/8 \phi: 1 @ .05, 11 @ .10, \text{Rto.} @ .225$      
 VIGA VS-8 (.25x.55)



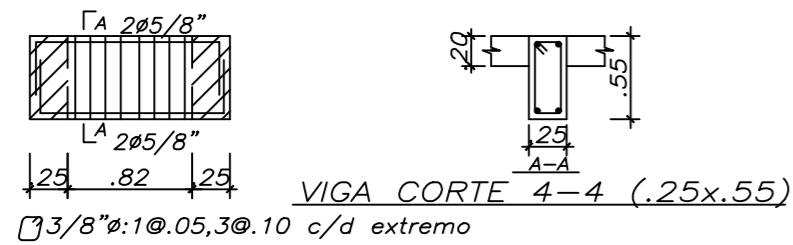
VIGA VS-9 (.25x.55)



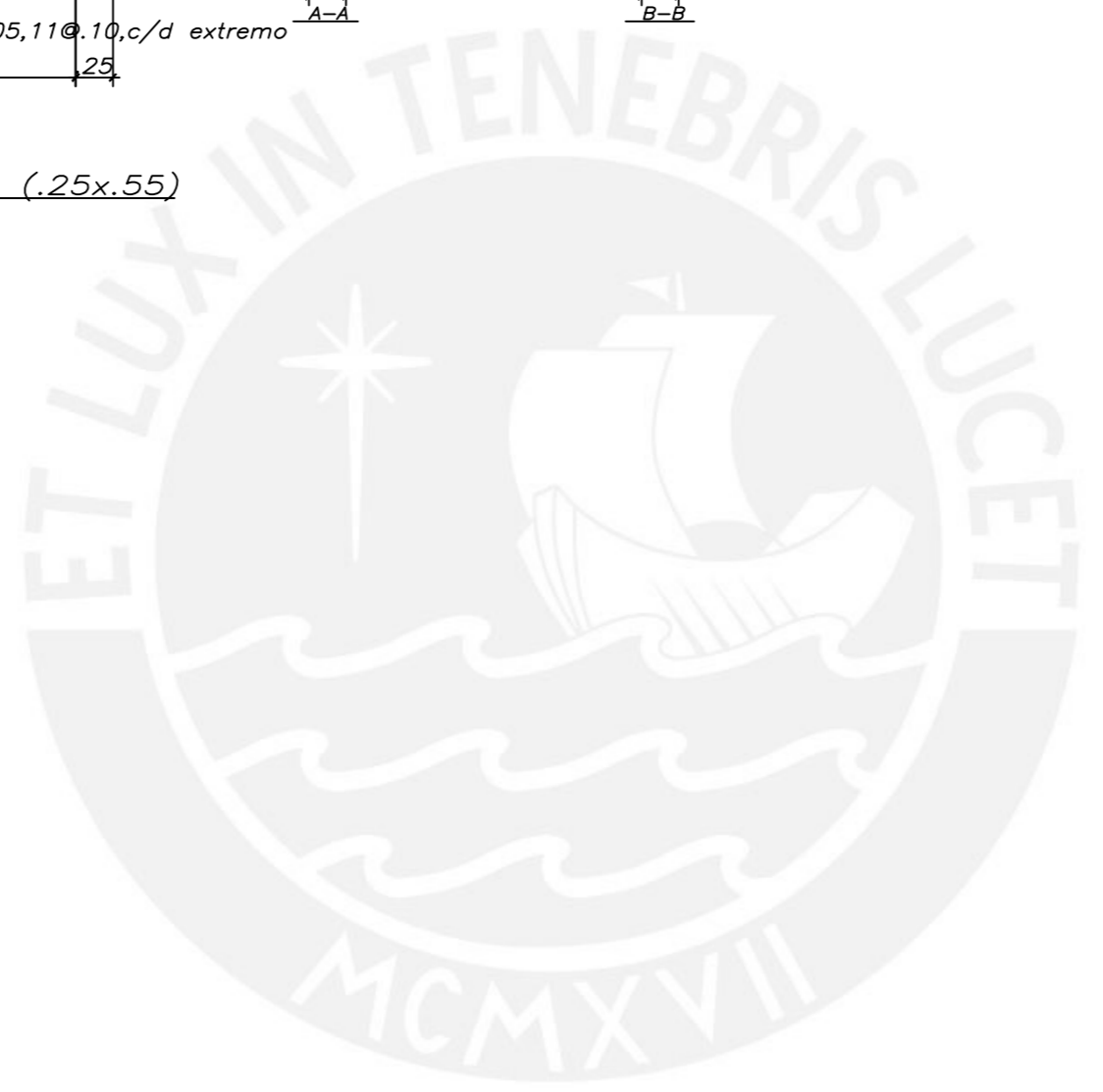
VIGA VS-10 (.25x.55)



VIGA CORTE 3-3 (.25x.55)

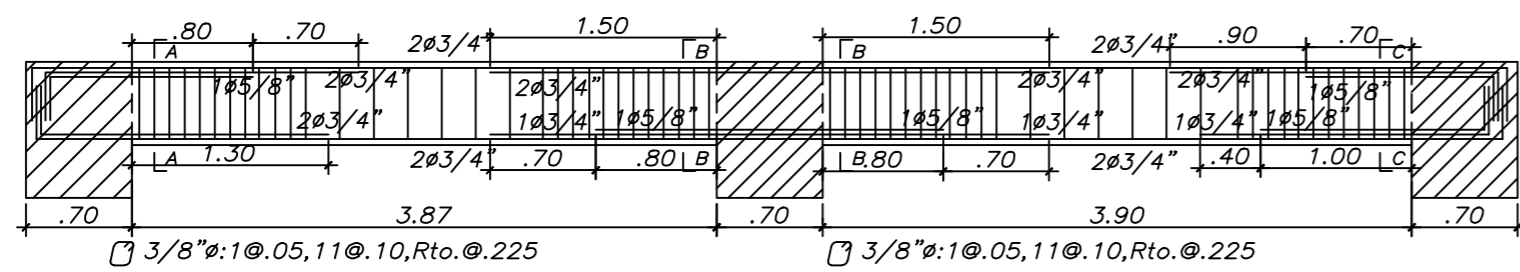


VIGA CORTE 4-4 (.25x.55)

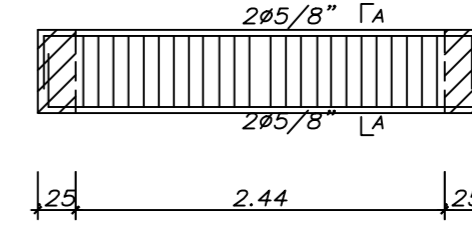
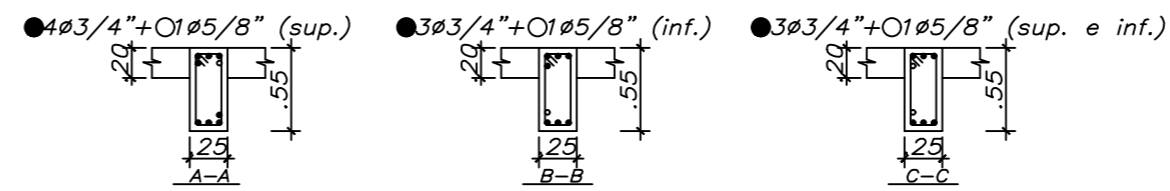


PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos	
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	
N° :	A2	
PLANO :	VIGAS DE SEMISOTANO	
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021

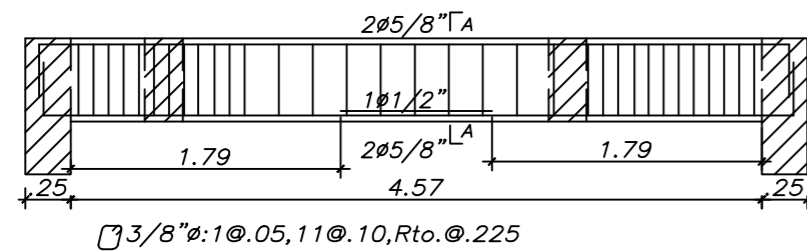
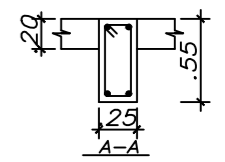
E-20



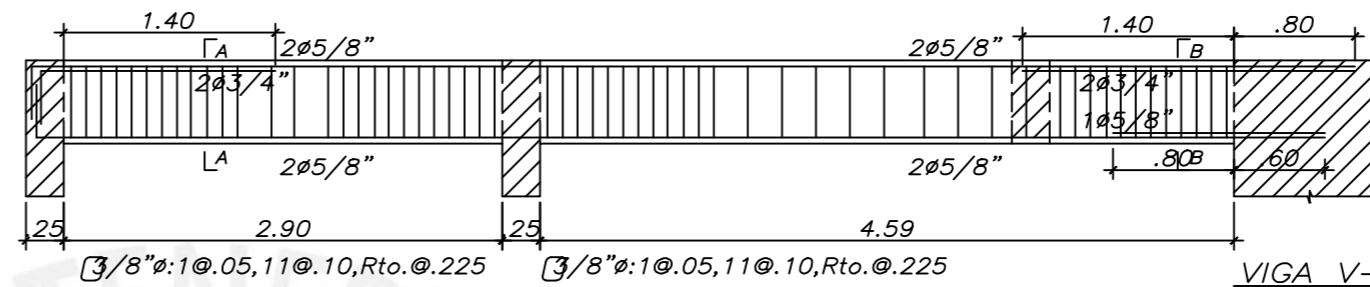
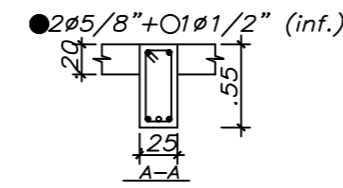
VIGA V-1 (.25x.55)



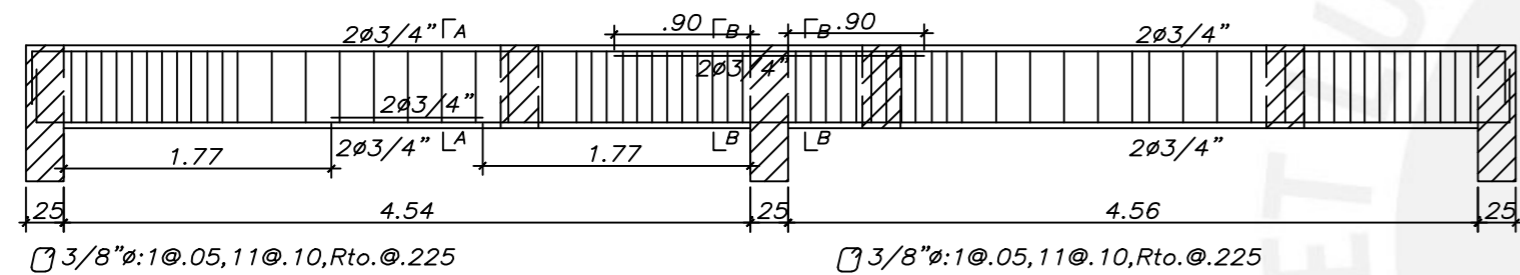
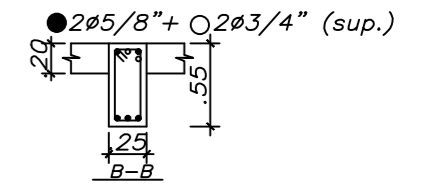
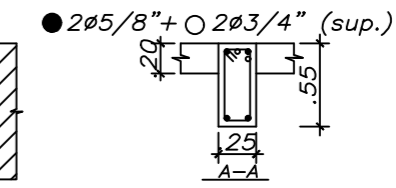
VIGA V-7 (.25x.55)



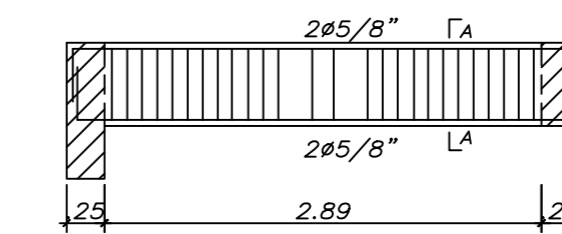
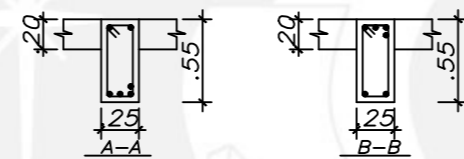
VIGA V-2 (.25x.55)



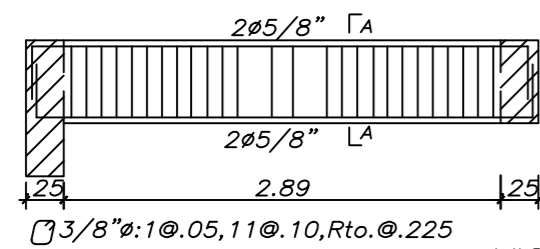
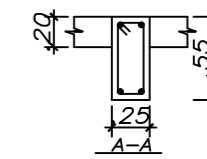
VIGA V-8 (.25x.55)



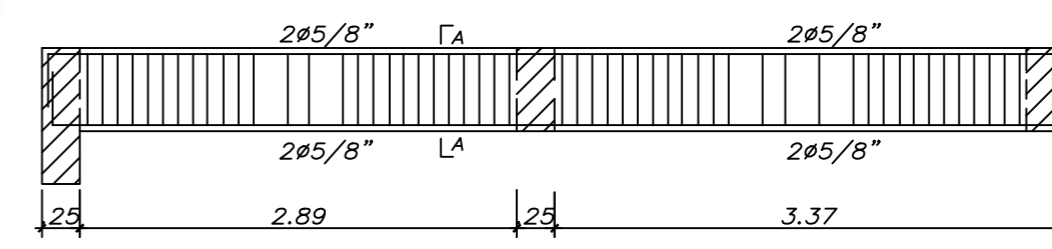
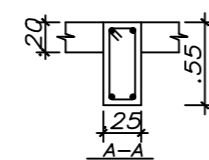
VIGA V-3 (.25x.55)



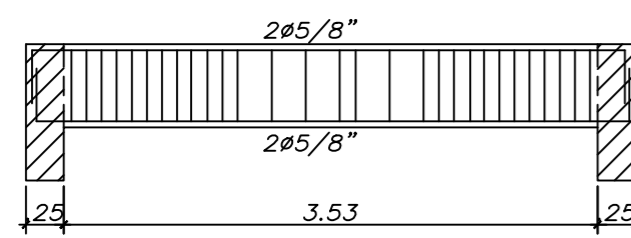
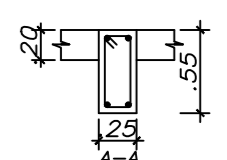
VIGA V-9 (.25x.55)



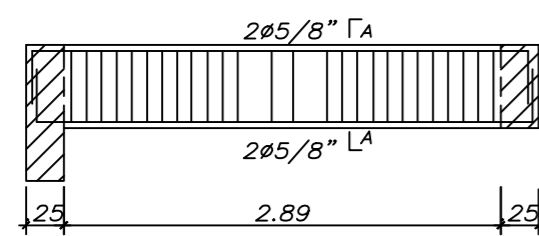
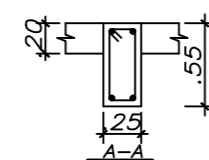
VIGA V-4 (.25x.55)



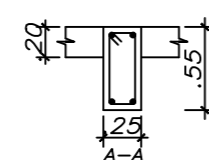
VIGA V-10 (.25x.55)



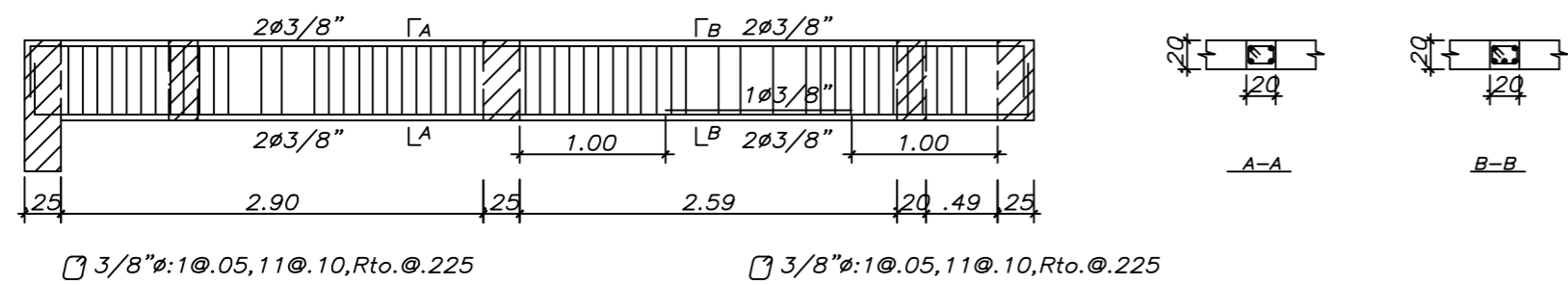
VIGA V-5 (.25x.55)



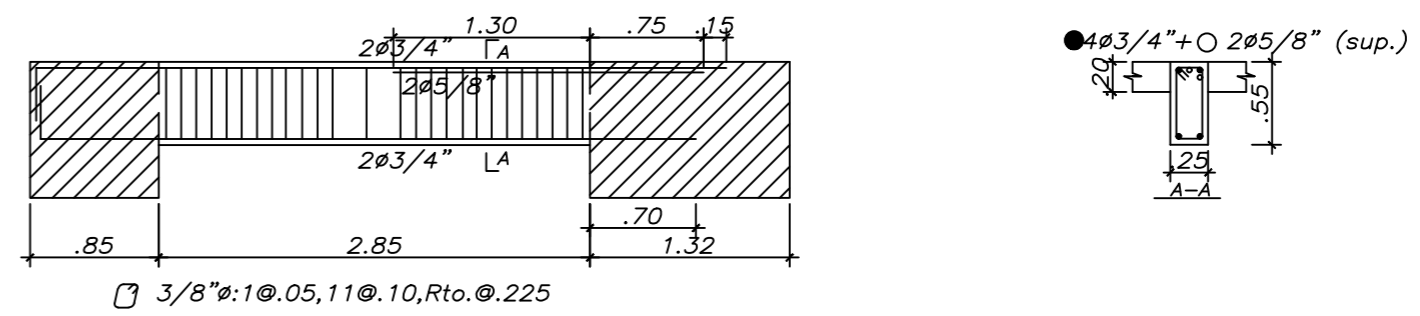
VIGA V-6 (.25x.55)



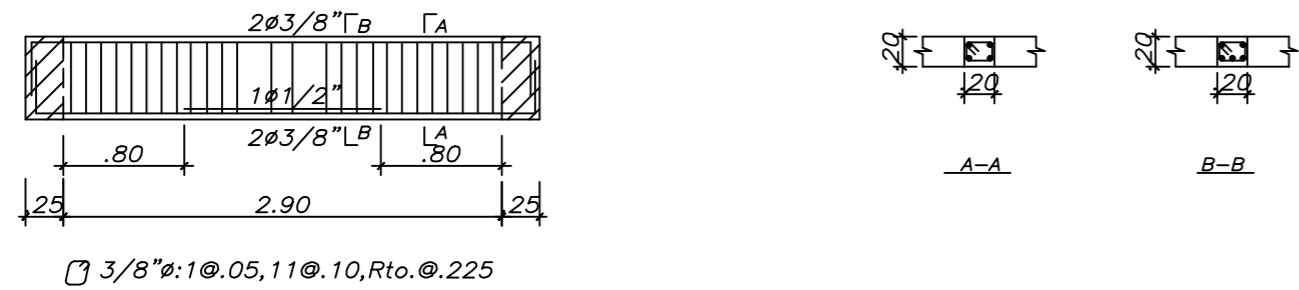
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos	E-21
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	
N° :	A2	
PLANO :	VIGAS DE PISO TIPICO	
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	



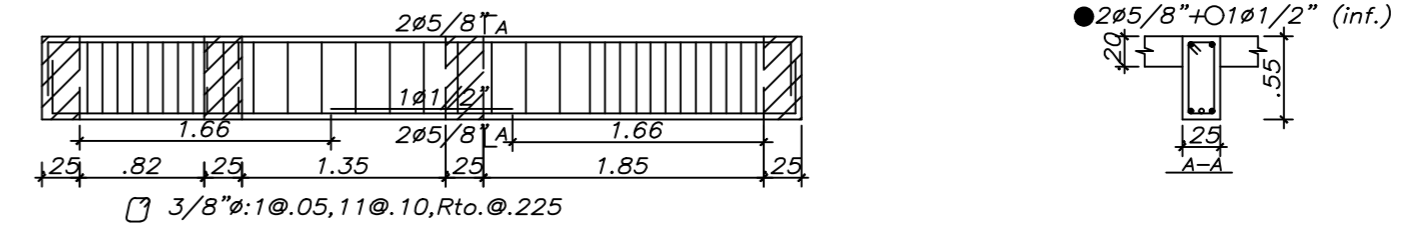
VIGA VCH-1 (.20x.20)



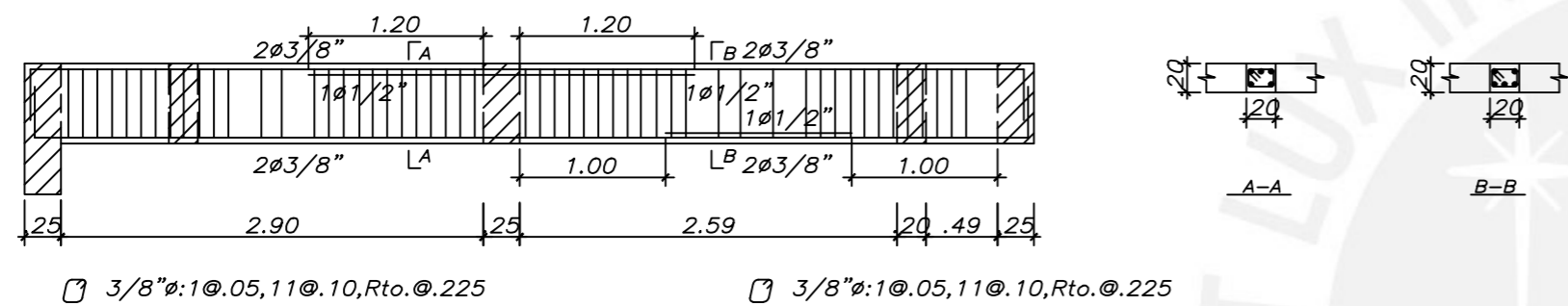
VIGA V-11 (.25x.55)



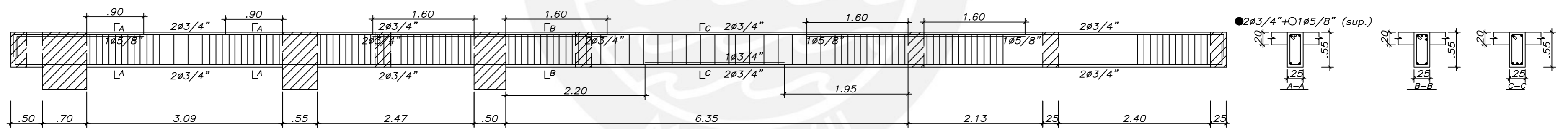
VIGA VCH-2 (.20x.20)



VIGA V-12 (.25x.55)

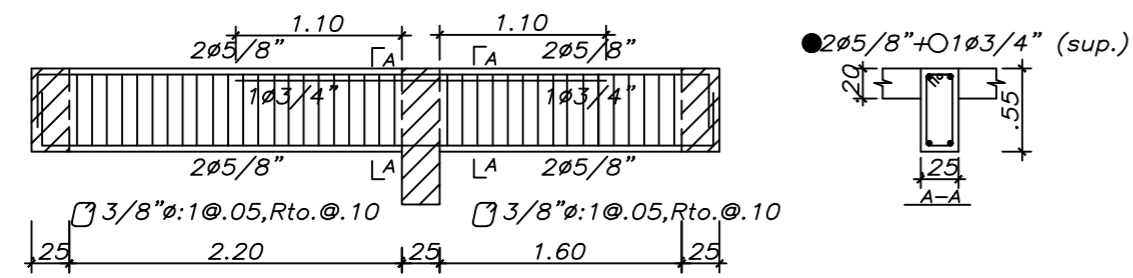


VIGA VCH-3 (.20x.20)

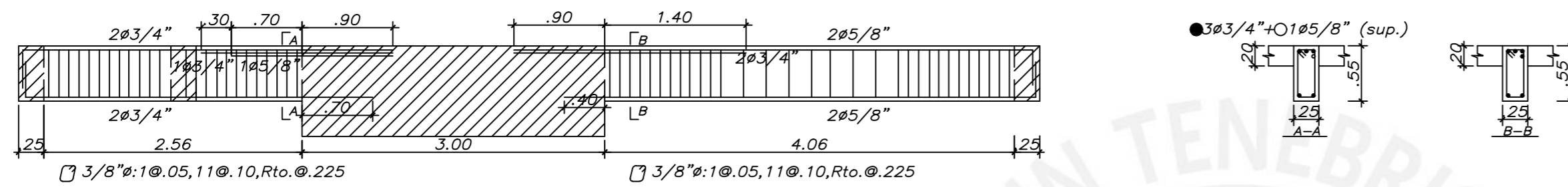


VIGA V-13 (.25x.55)

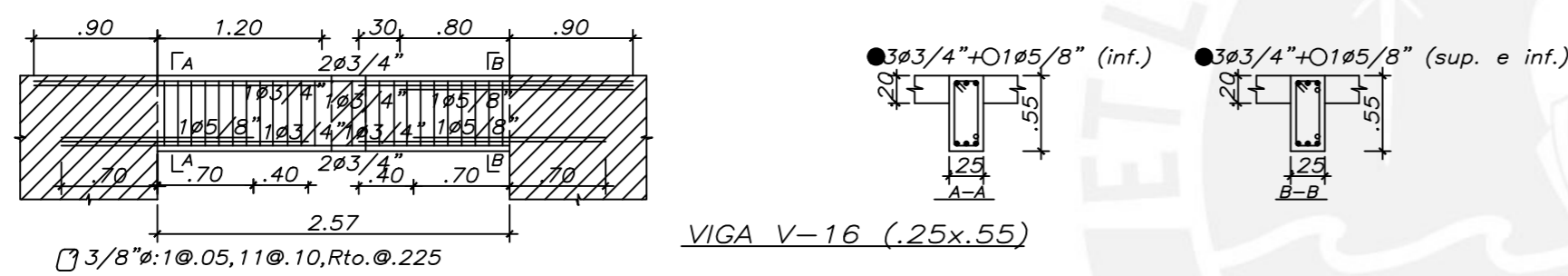
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMINA N° :    <b>E-22</b>
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos		
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS		
N° :	A2		
PLANO :	VIGAS DE PISO TIPICO		
DIBUJO :	ESCALA :	FECHA :	
Jordy Vertiz Carlos	1/50	AGOSTO 2021	



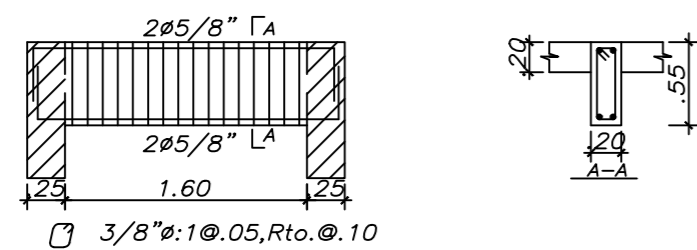
VIGA V-14 (.25x.55)



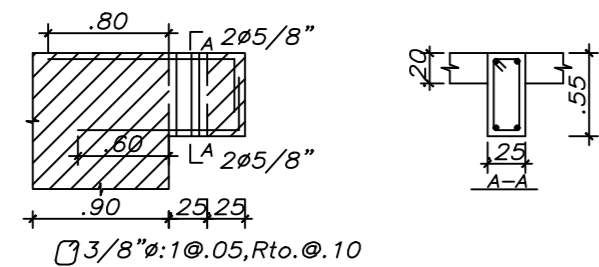
VIGA V-15 (.25x.55)



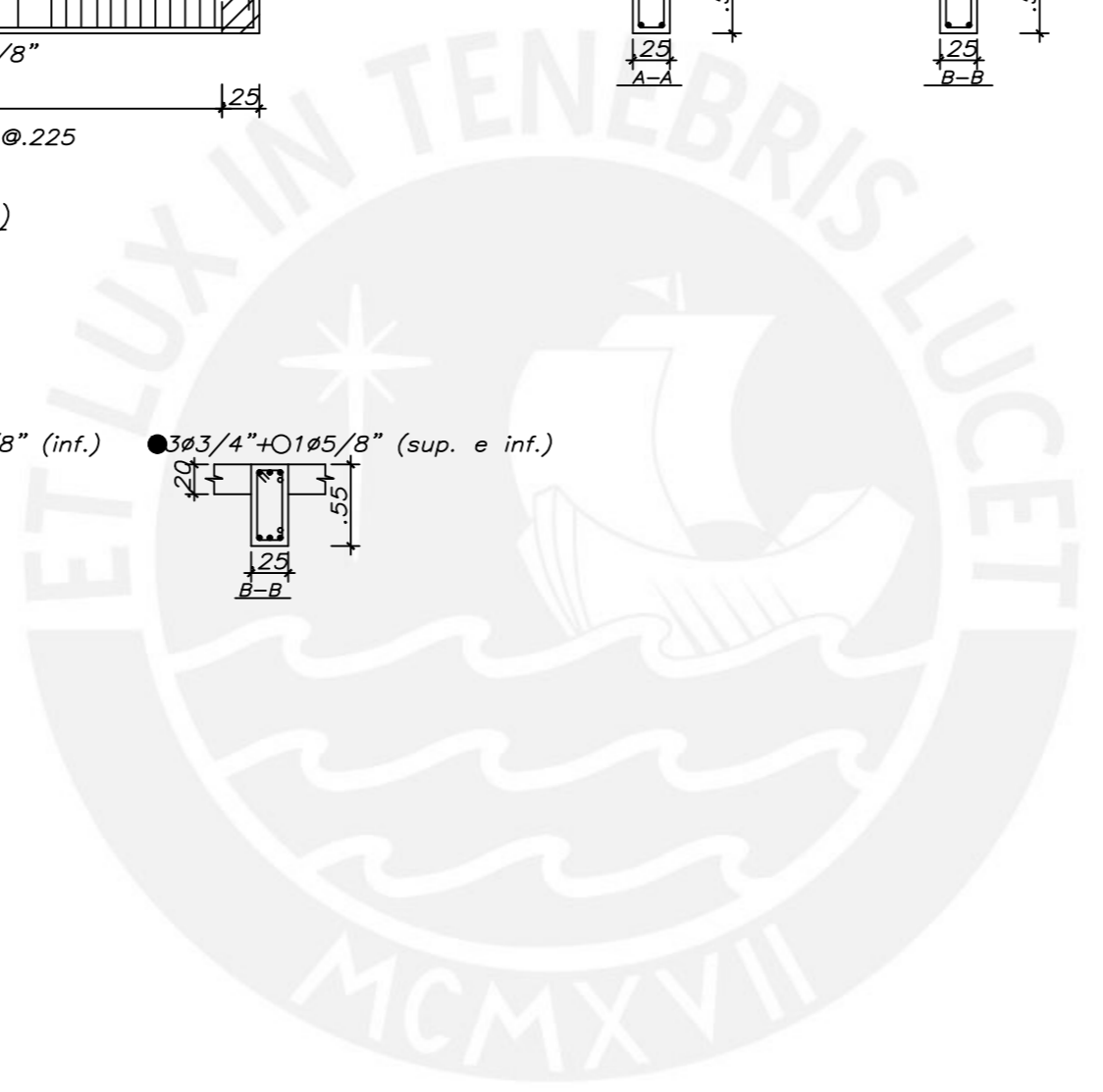
VIGA V-16 (.25x.55)



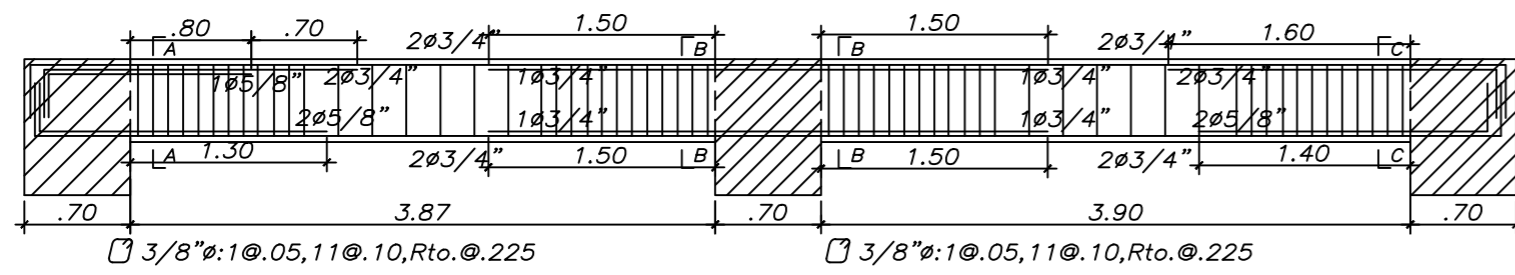
VIGA V-17 (.20x.55)



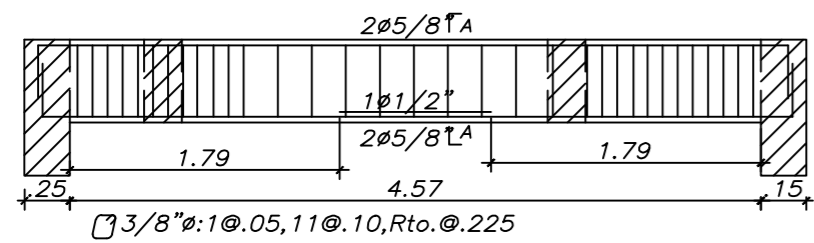
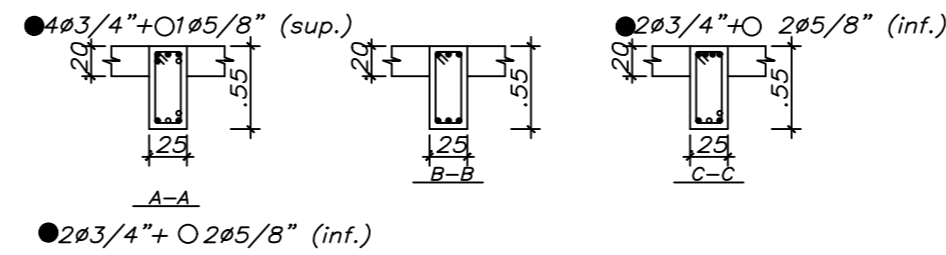
VIGA V-18 (.25x.55)



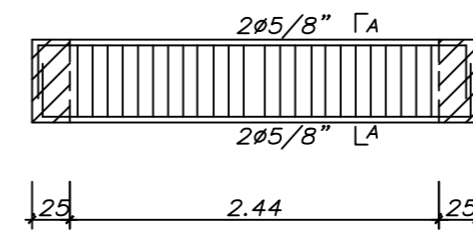
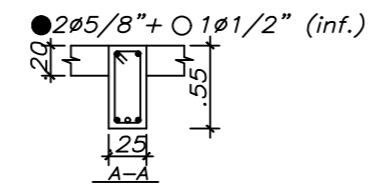
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos	E-23
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	
N° :	A2	
PLANO :	VIGAS DE PISO TIPICO	
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021



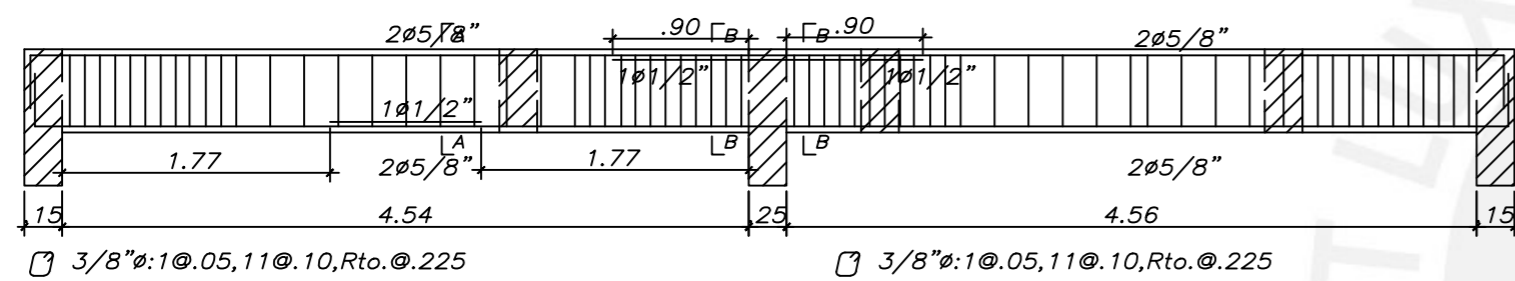
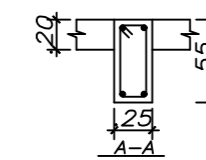
VIGA V-19 (.25x.55)



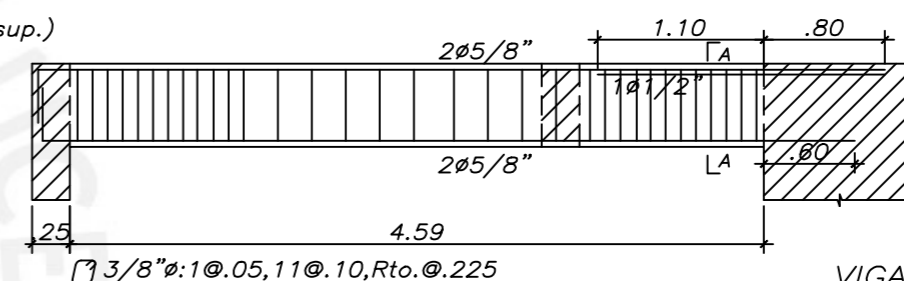
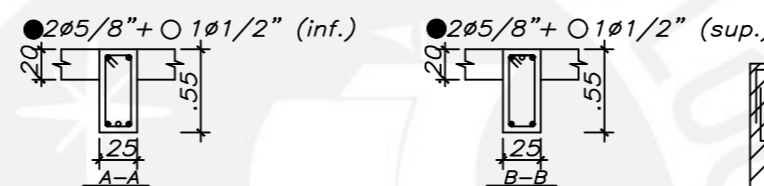
VIGA V-20 (.25x.55)



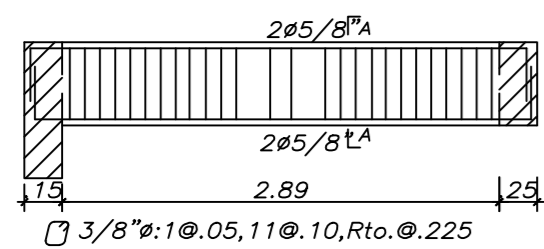
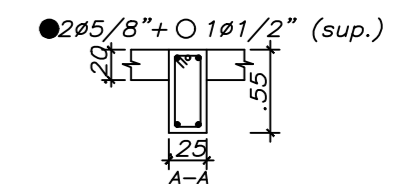
VIGA V-25 (.25x.55)



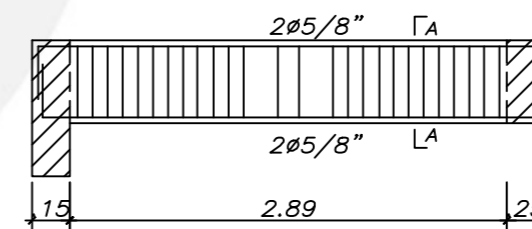
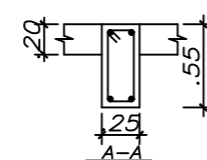
VIGA V-21 (.25x.55)



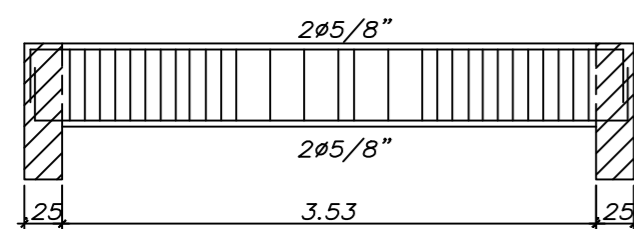
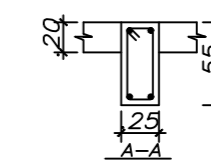
VIGA V-26 (.25x.55)



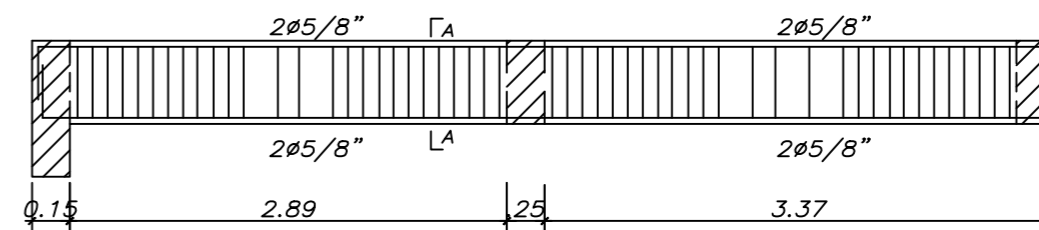
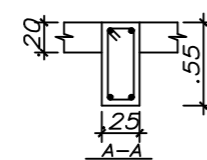
VIGA V-22 (.25x.55)



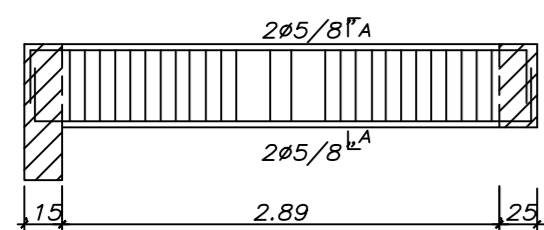
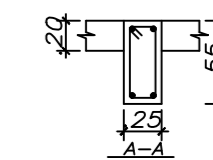
VIGA V-27 (.25x.55)



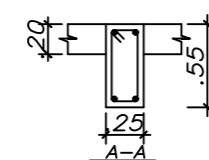
VIGA V-23 (.25x.55)



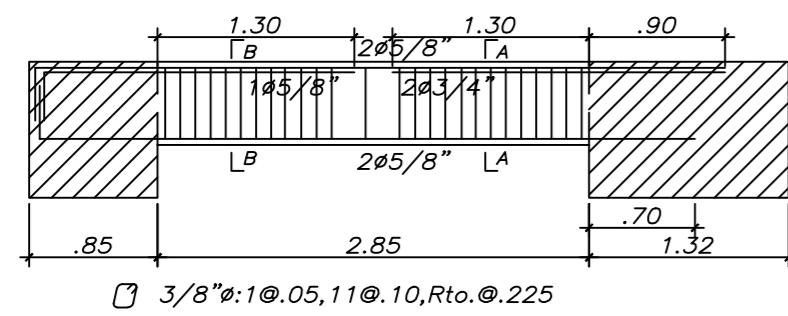
VIGA V-28 (.25x.55)



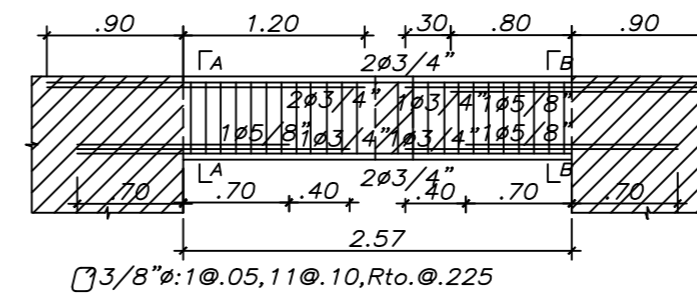
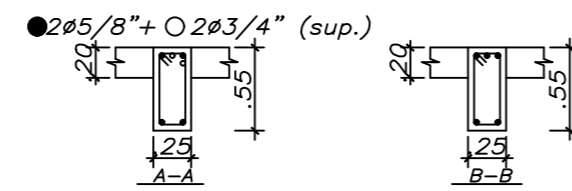
VIGA V-24 (.25x.55)



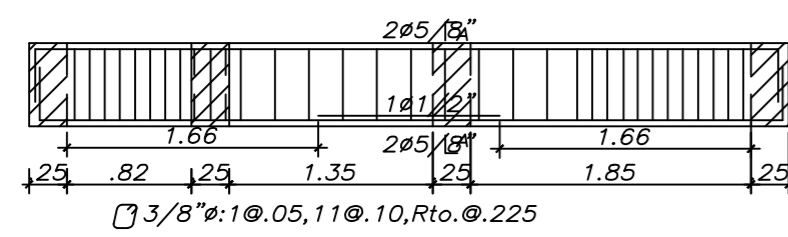
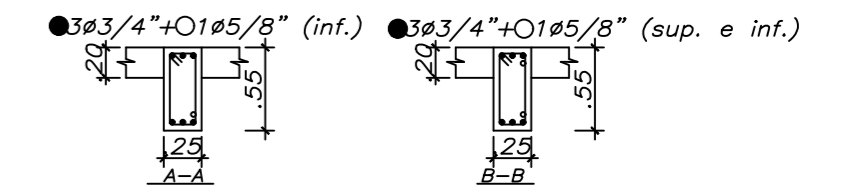
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos	E-24
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	
N° :	A2	
PLANO :	VIGAS DE AZOTEA	
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	



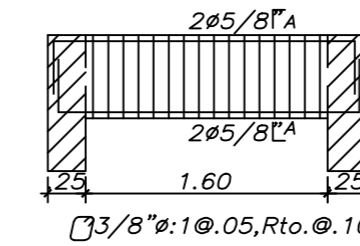
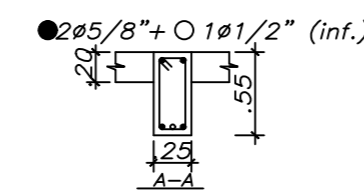
VIGA V-29 (.25x.55)



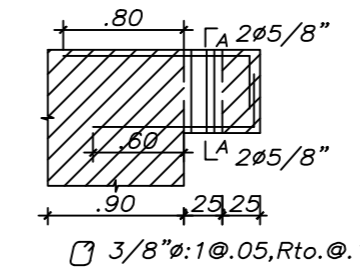
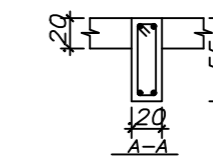
VIGA V-34 (.25x.55)



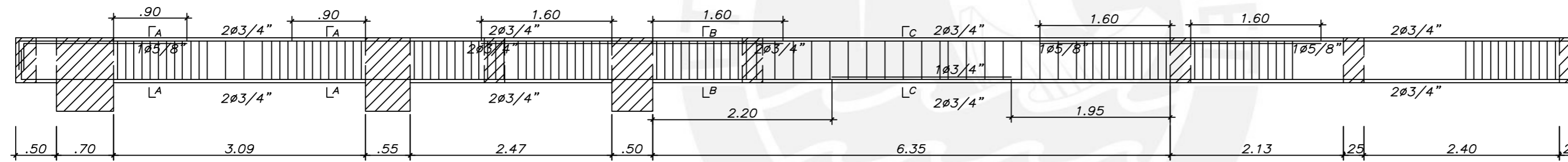
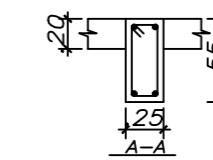
VIGA V-30 (.25x.55)



VIGA V-35 (.20x.55)

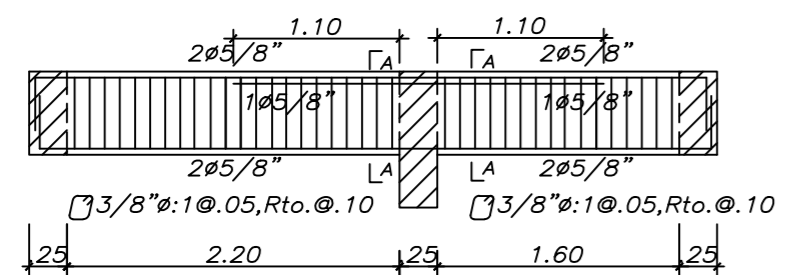
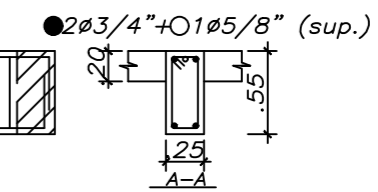


VIGA V-36 (.25x.55)

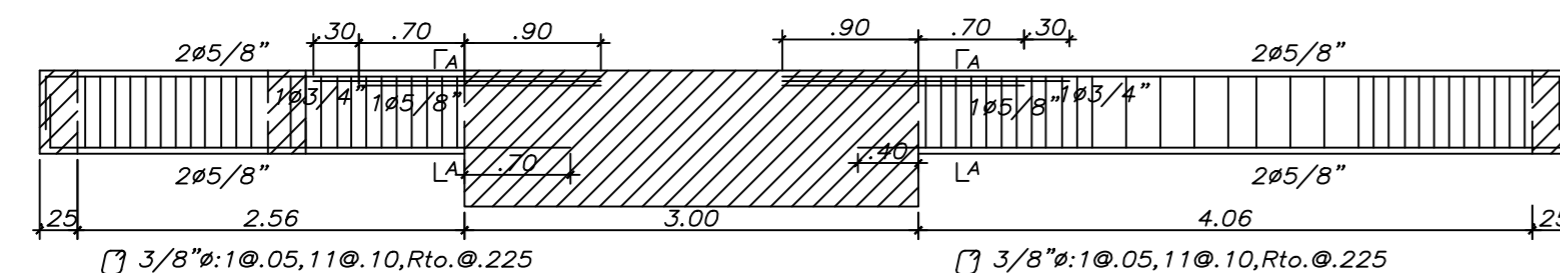
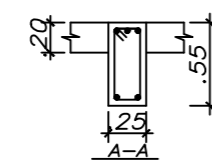


VIGA V-31 (.25x.55)

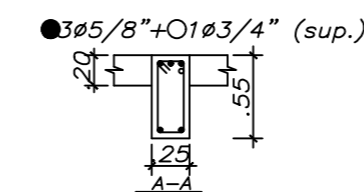
3/8"Ø:1@.05,11@.10,Rto.Ø.225 3/8"Ø:1@.05,11@.10,Rto.Ø.225 3/8"Ø:1@.05,11@.10,Rto.Ø.225



VIGA V-32 (.25x.55)

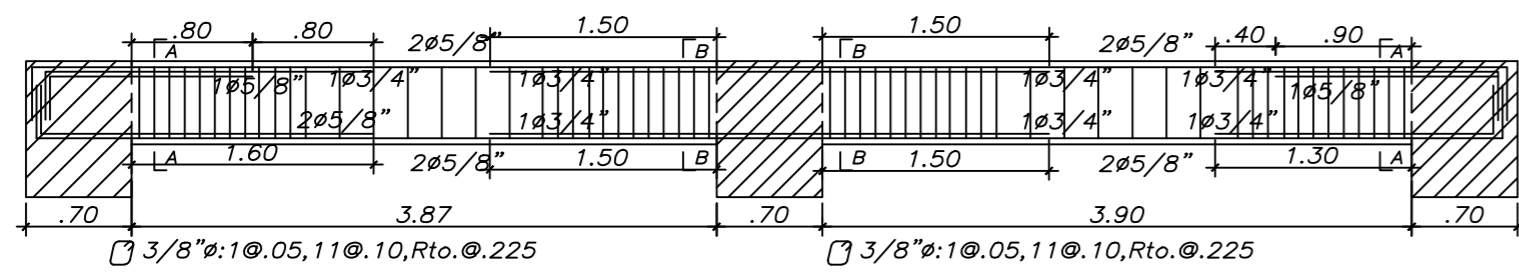


VIGA V-33 (.25x.55)

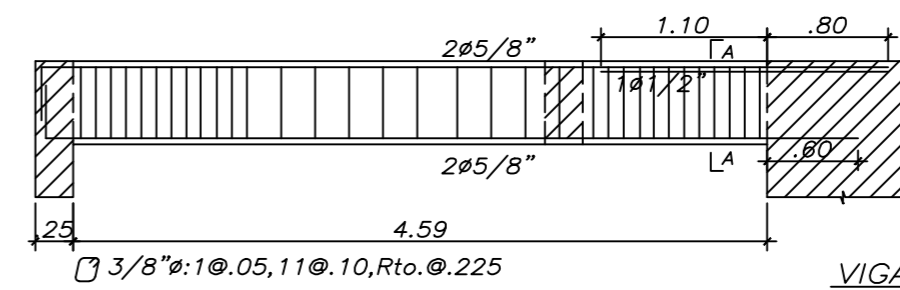
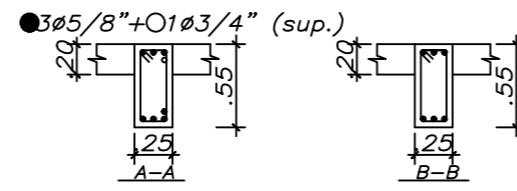


PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos	E-25
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	
N° :	A2	
PLANO :	VIGAS DE AZOTEA	
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021

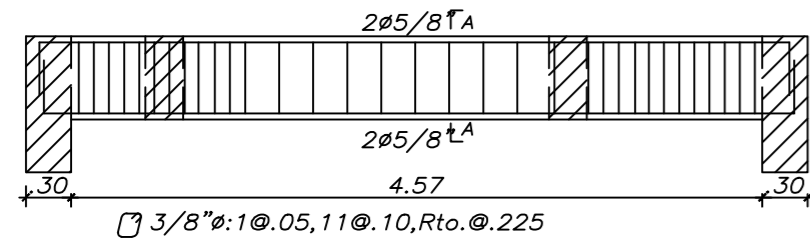
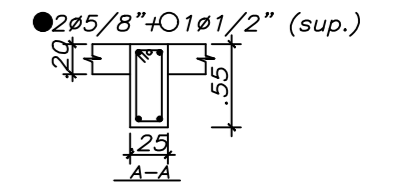




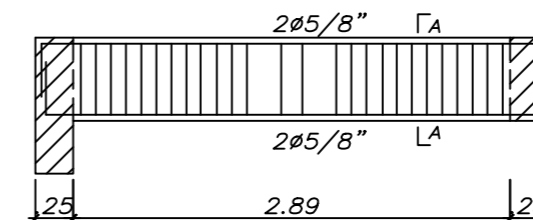
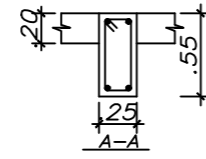
VIGA EJE V-37 (.25x.55)



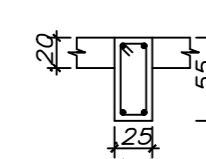
VIGA V-43 (.25x.55)



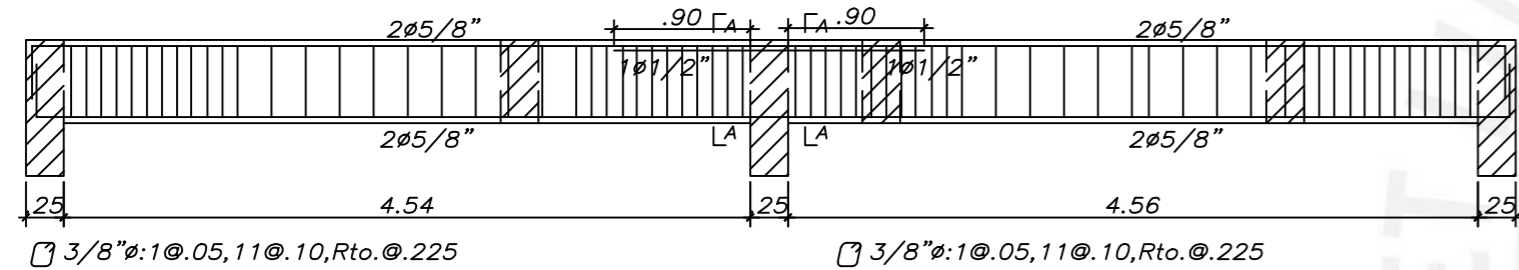
VIGA V-38 (.25x.55)



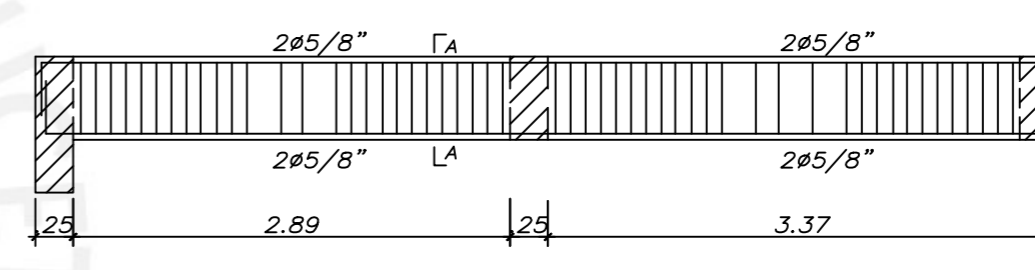
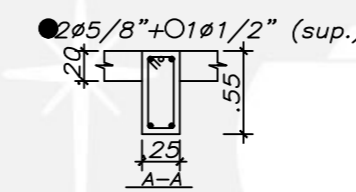
VIGA V-44 (.25x.55)



VIGA V-44 (.25x.55)

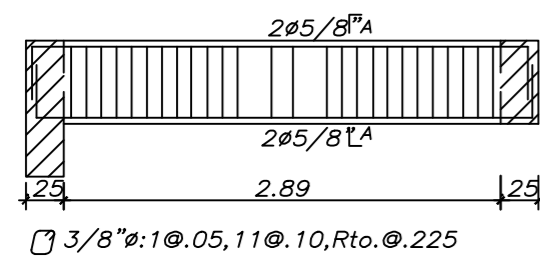
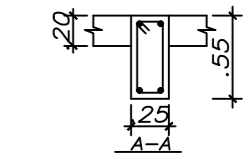


VIGA V-39 (.25x.55)

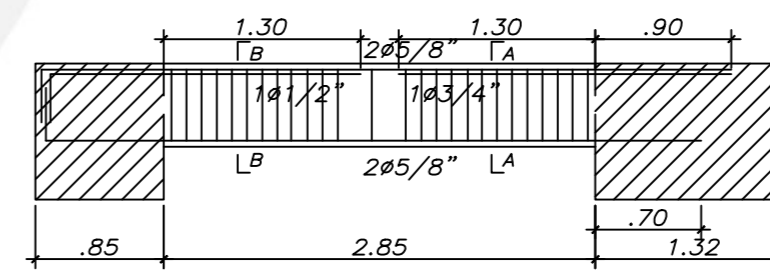
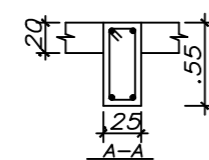


VIGA V-45 (.25x.55)

VIGA V-45 (.25x.55)

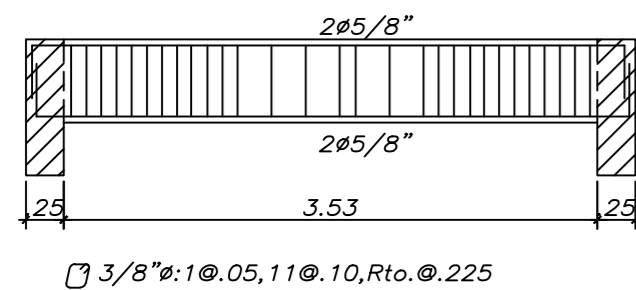
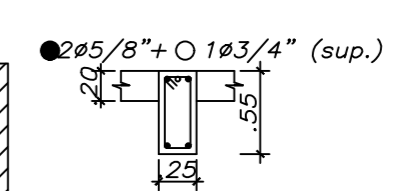


VIGA V-40 (.25x.55)

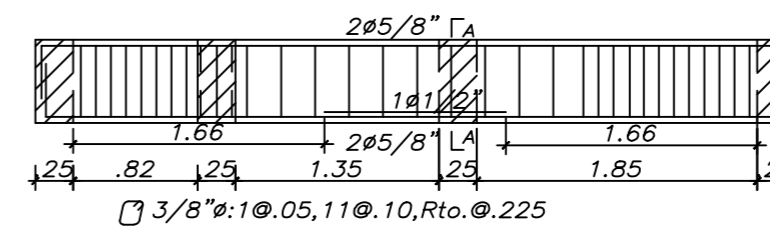
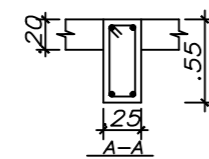


VIGA V-46 (.25x.55)

VIGA V-46 (.25x.55)

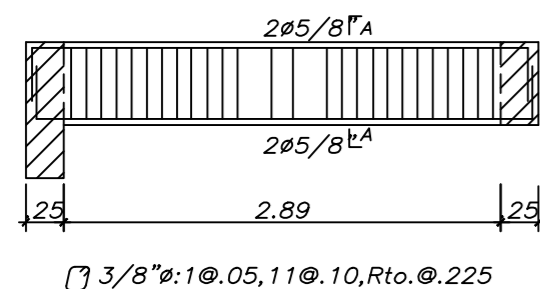
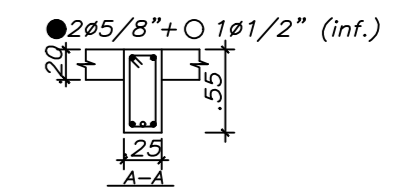


VIGA V-41 (.25x.55)

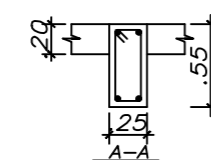


VIGA V-47 (.25x.55)

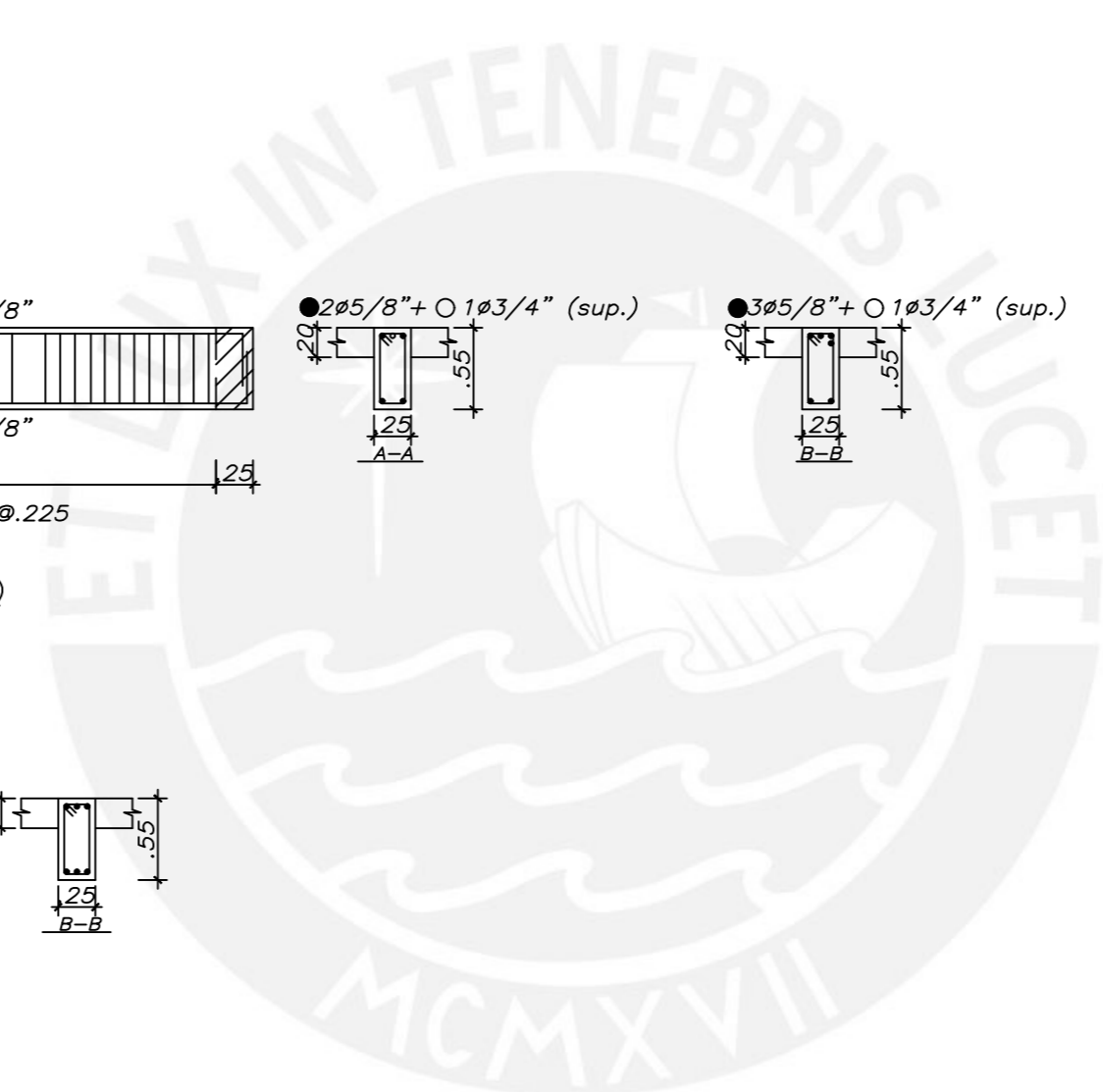
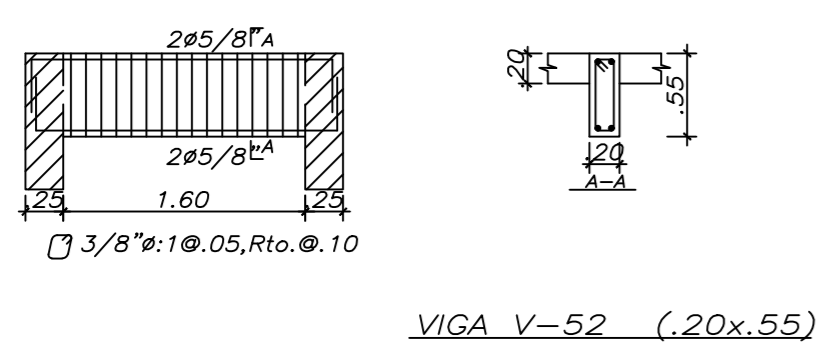
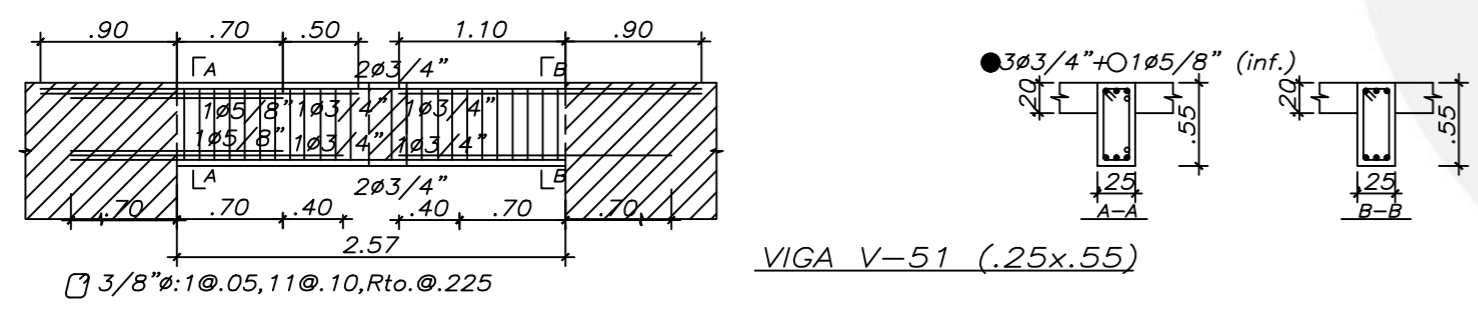
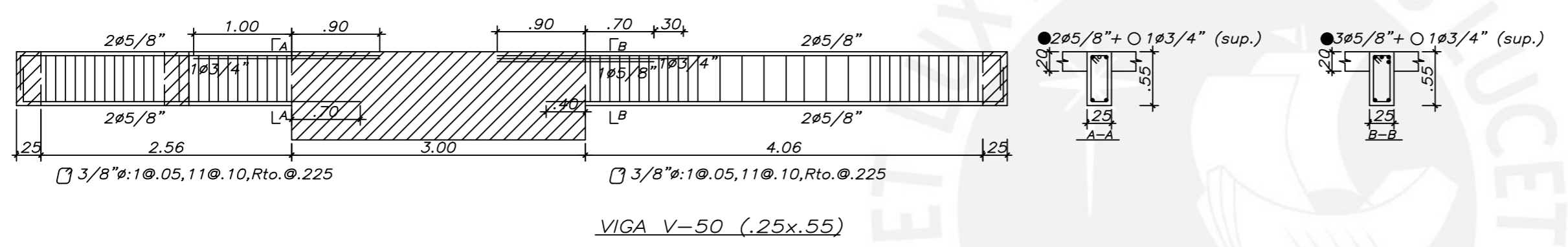
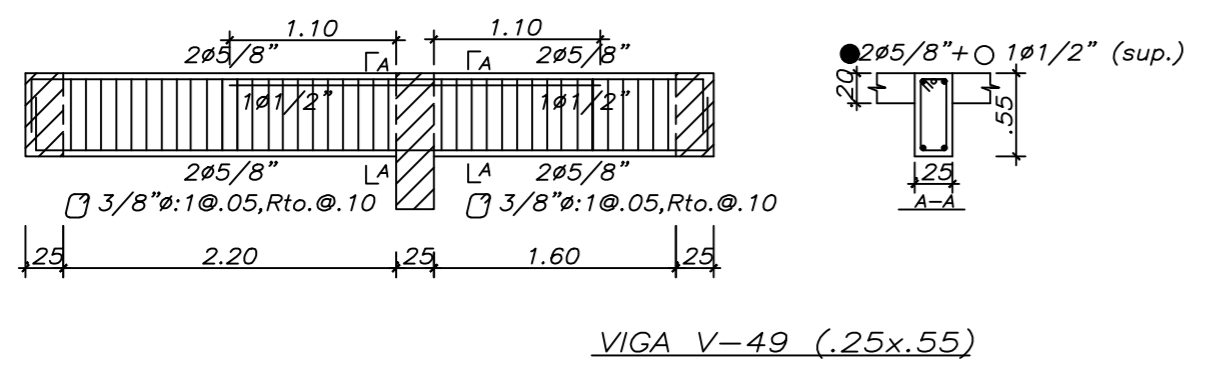
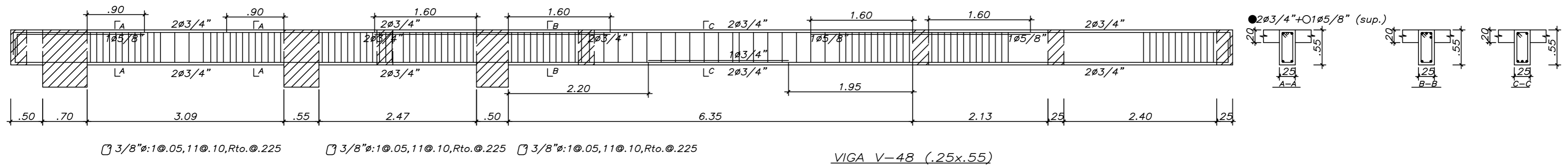
VIGA V-47 (.25x.55)



VIGA V-42 (.25x.55)



PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	LAMINA N° :
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos	E-26
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	
N° :	A2	
PLANO :	VIGAS DE AZOTEA	
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021



PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMINA N° :   <b>E-27</b>
Alumno :	Jordy Vertiz Carlos		
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS		
N° :	A2		
PLANO :	VIGAS DE AZOTEA		
DIBUJO : Jordy Vertiz Carlos	ESCALA : 1/50	FECHA : AGOSTO 2021	