

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE
SEIS PISOS EN CONCRETO ARMADO UBICADO EN EL DISTRITO
DE SAN MIGUEL**

Tesis para obtener el Título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Mateo Gonzalo Barrios Tello

ASESOR:

Renzo Noriega Barrueto

Lima, Junio del 2024

Informe de Similitud

Yo,Renzo Noriega Barrueto.....,

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

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

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS EN CONCRETO ARMADO

UBICADO EN EL DISTRITO DE SAN MIGUEL.....,

del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as)

.....Mateo Gonzalo Barrios Tello.....,


.....,

.....,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 22%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 05/06/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha:Lima, 05 de junio del 2024.....

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

RESUMEN

El trabajo de tesis que se presenta a continuación trata el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado de seis pisos con fines de uso de viviendas ubicado en el distrito de San Miguel.

La estructura se ubica sobre un suelo de grava mal graduada con una capacidad portante de 4 kg/cm² aproximadamente.

Este trabajo se estructura en 5 partes principales. La primera parte del trabajo tratará los temas de estructuración y predimensionamiento partiendo de una arquitectura ya definida usando criterios de la experiencia de ingenieros de amplia trayectoria y de metrados de carga aproximados.

La segunda parte consiste en el análisis de cargas de gravedad de los distintos elementos estructurales por lo que se realizará un metrado de cargas previo para la comparación con el programa de cómputo Etabs y el posterior diseño de los elementos estructurales horizontales como las losas.

La tercera parte comprende el análisis sísmico dinámico para el cumplimiento de los requisitos de resistencia y ductilidad requeridos por la norma de diseño sismorresistente E030. Además, será necesario el análisis sísmico en condiciones estáticas y traslacionales para la verificación de las fuerzas cortante mínimas que debe soportar la estructura y a modo de comparación de los resultados obtenido con los distintos métodos. Se tomó 3 grados de libertad para cada piso para el análisis en condiciones dinámicas: dos traslacionales y uno rotacional.

La cuarta parte desarrolla el diseño de los elementos estructurales como vigas, columnas, placas y cimentaciones, los cuales fueron diseñados tomando en cuenta el análisis sísmico evaluado en la parte anterior. Por último, en la quinta parte, se describen las conclusiones obtenidas a partir del presente trabajo.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Objetivos del proyecto.....	4
1.2 Descripción del proyecto.....	4
1.3 Normas, cargas de diseño y materiales.....	7

2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 Criterios para la estructuración.....	12
2.2 Descripción de la estructuración.....	14
2.3 Predimensionamiento	
2.3.1 Predimensionamiento de losa maciza.....	16
2.3.2 Predimensionamiento de losa aligerada en dos direcciones.....	16
2.3.3 Predimensionamiento de losa aligerada en una dirección.....	17
2.3.4 Predimensionamiento de vigas.....	17
2.3.5 Predimensionamiento de columnas.....	18
2.3.6 Predimensionamiento de muros.....	20

3. ANÁLISIS SÍSMICO

3.1 Modelo estructural.....	25
3.2 Análisis estático.....	26
3.3 Análisis por superposición modal.....	28
3.3.1 Por traslación pura.....	28
3.3.2 Considerando tres grados de libertad.....	30
3.4 Sistema estructural.....	31
3.5 Regularidad estructural.....	32
3.6 Requisitos de rigidez y ductilidad.....	34

4. DISEÑO DE LOSAS	
4.1 Diseño de losa maciza.....	38
4.2 Diseño de aligerado en una dirección.....	39
4.3 Diseño de aligerado en dos direcciones.....	50
5. DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO	
5.1 Diseño de viga chata.....	57
5.2 Diseño de viga peraltada.....	61
6. DISEÑO DE COLUMNAS	
6.1 Diseño de columnas.....	83
7. DISEÑO DE PLACAS	
7.1 Diseño de placas.....	97
8. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	
8.1 Diseño de la cimentación.....	112
9. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	
9.1 Diseño de la cimentación.....	127
10. BIBLIOGRAFÍA	
10.1 Diseño de la cimentación.....	132

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.1 Objetivos del proyecto

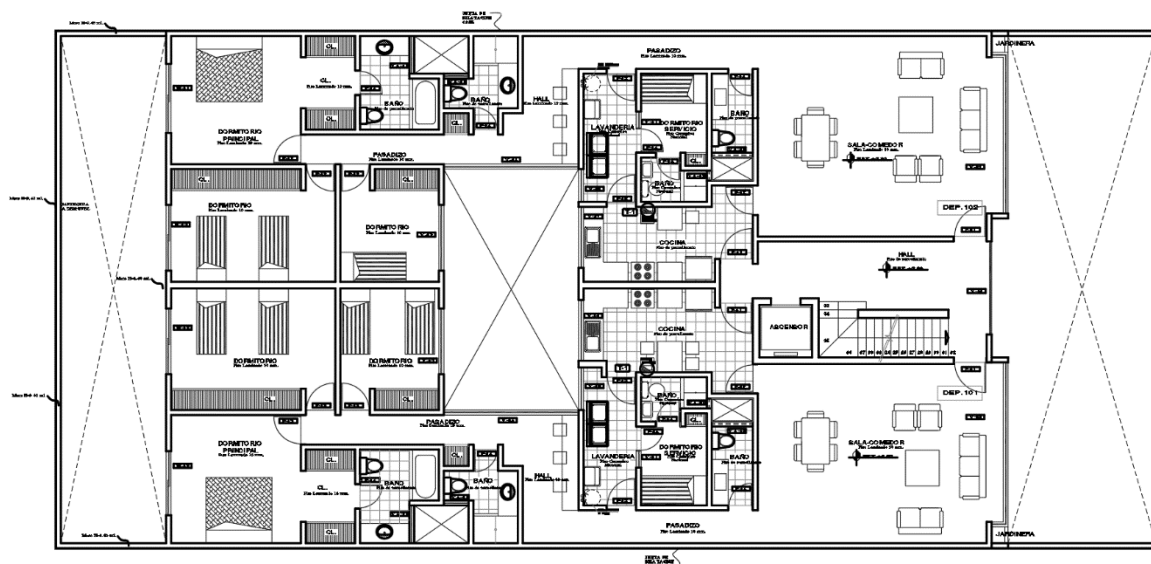
El proyecto presentado a continuación tiene como objetivo realizar el diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de 6 pisos ubicado en el distrito de San Miguel que será destinado a viviendas.

1.2 Descripción del proyecto

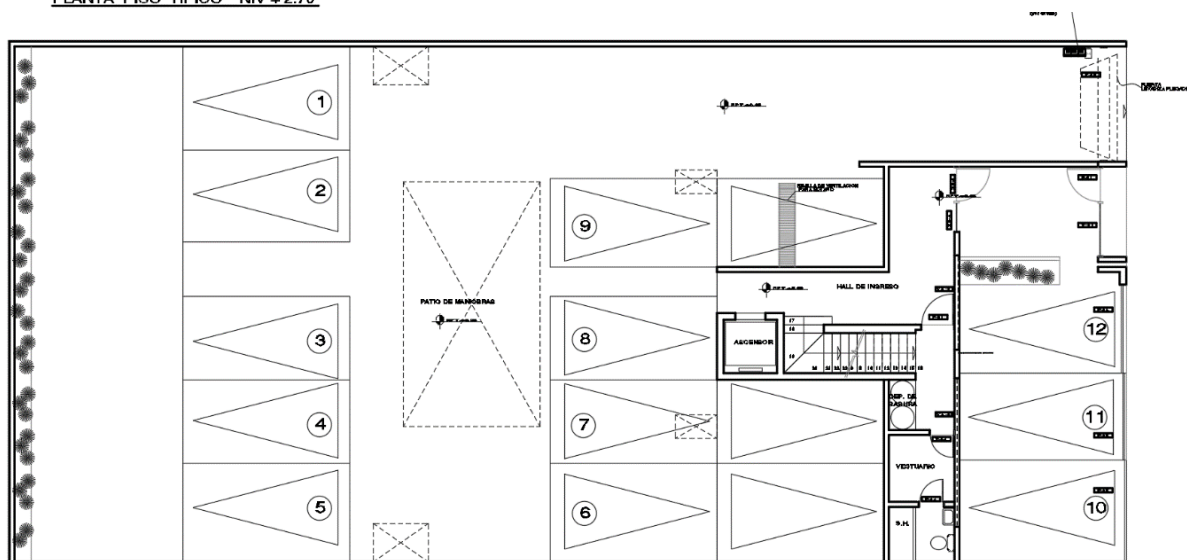
La edificación de la presente tesis tendrá 6 niveles, será construido sobre un terreno de área de 502 m², de la cual 395 m² será área construida por nivel, aproximadamente. El primer nivel contará con una recepción de ingreso al edificio y estarán ubicados los estacionamientos para los propietarios. La circulación vertical será por un ascensor y una escalera que comunicarán todos los niveles de la estructura.

La distribución de ambientes desde el nivel 2 hasta el nivel 6 será típica con un hall de espera que conecta el ascensor y las escaleras con los 2 departamentos que habrá por piso, además existirá un ducto de iluminación central continuo en todos los niveles. La distribución de los departamentos tendrán una sala-comedor con acceso a la cocina y un pasadizo que conectará con la lavandería, un dormitorio principal y dos dormitorios adicionales; en suma, cada departamento tendrá un área de aproximadamente 150 m². La altura de piso a fondo de techo será 2.50 metros en todos los pisos, la altura de piso a piso será de 2.7 metros en todos los niveles.

El edificio estará ubicado en la ciudad de Lima, el tipo de suelo sobre el cual se cimentará es tipo S1, tiene una capacidad de soportar cargas de 4 kg/cm² y se recomienda una profundidad de cimentación de 1.50 m. medidos desde el nivel de terreno natural. Los planos de arquitectura del edificio multifamiliar con la distribución de ambientes de todos los niveles se muestran en la Figura 1.



PLANTA PISO TÍPICO NIV +2.70



PLANTA PRIMER PISO NIV 0.00

Figura 1.- Planta de primer nivel (recepción y estacionamientos) (abajo) y planta de piso típico (arriba).

1.3 Normas, cargas de diseño y materiales

Se seguirán los procedimientos de análisis y diseño descritos en las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.):

- E.020 Cargas
- E.030 Diseño sismorresistente

- E.050 Suelos y cimentaciones

- E.060 Concreto armado

Previo al predimensionamiento y estructuración del edificio, se definirán los materiales a utilizar según sus propiedades mecánicas. Así, los materiales seleccionados para el diseño de la estructura son los siguientes:

Concreto Armado

Se llama concreto armado a la mezcla de agregados gruesos y finos, agua y cemento Portland con o sin aditivos que forman una masa capaz de moldearse que al secarse se vuelve un núcleo macizo con propiedades mecánicas específicas.

El núcleo de concreto armado lleva en su interior barras de acero de distintos tipos conformando así una sección compuesta de concreto y acero. La alianza concreto y acero permite la capacidad del material de resistir grandes esfuerzos de compresión y grandes esfuerzos de tracción a los que estarán solicitados los elementos estructurales de este material compuesto. Las propiedades mecánicas de los materiales que conforman el concreto armado utilizado en este proyecto son las siguientes:

- Resistencia a la compresión del concreto ($f'c$)	210 kg/cm ²
- Módulo de Poisson	0.15
- Módulo de elasticidad del concreto	217 370 kg/cm ²
- Esfuerzo de fluencia acero corrugado grado 60 con (f_y)	4200 kg/cm ²
- Módulo de elasticidad del acero (E)	2000000 kg/cm ²

Cargas de diseño

Las solicitaciones por cargas tendrán los valores mínimos solicitados por la Norma de Cargas E.020. Estos valores dependen de los pesos de los materiales y del uso que se le dé a la edificación. Las cargas que actuarán en el edificio son las cargas estáticas y las cargas dinámicas.

- Cargas estáticas

Son las cargas aplicadas lentamente sobre la estructura sin producir vibraciones importantes. Se alcanzan valores máximos de esfuerzos y deformaciones para la condición de carga máxima. Estas cargas se clasifican en dos tipos:

- Carga permanente o muerta (CM). Son las cargas producidas por acción de la gravedad y actúan durante la vida útil de la edificación. Las cargas muertas se mantienen constantes en el tiempo en cuanto magnitudes y posiciones. Tenemos entre estas al peso propio de los elementos de concreto, acabados, tabiques de albañilería, equipos, etc.
- Carga viva o sobrecarga (CV). Son las cargas producidas por acción de la gravedad con la principal característica que son móviles; es decir, la posición en la que actúan sobre los ambientes de la edificación es cambiante. Tenemos entre estas al peso de las personas que se encuentran en los ambientes del edificio, la carga de nieve, el peso del agua, entre otros.

- Cargas dinámicas

Son las cargas que varían en magnitud, dirección y sentido rápidamente en cortas fracciones de tiempo. Las respuestas de la estructura como las deformaciones y esfuerzos también cambian en el tiempo. Este caso de cargas puede generar que las respuestas máximas no necesariamente se den cuando se alcanza la fuerza máxima debido al carácter dinámico de la sollicitación de carga.

Entre estas cargas podemos encontrar a las vibraciones de maquinaria, la acción del viento, las cargas explosivas; sin embargo, la que tiene mayor carácter aleatorio y es cuestión de análisis más cuidadoso son las cargas dinámicas producidas por los sismos.

- Cargas sísmicas. Son aquellas cargas que se producen por la aceleración del suelo sobre el cual se construye la edificación. Las aceleraciones de las masas por nivel de la

estructura generan fuerzas inerciales sobre ella que varían con el tiempo por su carácter dinámico.

El diseño de los componentes estructurales se llevará a cabo utilizando el método de Diseño por Resistencia. Este enfoque implica aumentar las cargas aplicadas en condiciones de servicio mediante factores de carga (resistencia requerida R_u) y disminuir la capacidad de resistencia nominal de los elementos estructurales mediante factores de reducción (resistencia de diseño ϕR_n). En todas las secciones de los elementos estructurales, se debe asegurar que se cumpla lo siguiente

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida}$$

$$\phi R_n \geq R_u$$

Resistencia de diseño y resistencia requerida

La Norma de Concreto E.060 establece las combinaciones de carga y factores de reducción como se muestran a continuación:

- Factores de reducción para la resistencia de diseño (ϕR_n)
 - Flexión sin carga axial $\phi = 0.90$
 - Carga axial y carga axial con flexión
 - Carga axial de tracción con o sin flexión $\phi = 0.90$
 - Carga axial de compresión con o sin flexión
 - Con refuerzo en espiral $\phi = 0.75$
 - Otros elementos $\phi = 0.70$
 - Cortante y torsión $\phi = 0.85$
- Combinaciones de carga para la resistencia requerida (R_u)

Para condiciones donde actúan cargas muertas y cargas vivas deberá ser como mínimo:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

Para condiciones donde actúan cargas gravitacionales y cargas de sismo, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1.25(CM + CV) + S$$

$$U = 1.25(CM + CV) - S$$

$$U = 0.9 CM + S$$

$$U = 0.9 CM - S$$



CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 Criterios para la estructuración

La distribución en planta de los elementos estructurales de este edificio sigue los criterios de rigidez lateral, simetría, resistencia y ductilidad, continuidad y diafragma rígido. Además, esta estructuración es compatible con la arquitectura, en la ubicación de ventanas, puertas y pasillos, de tal manera que exista una compatibilidad entre ambas especialidades.

A continuación, se desarrollan los criterios de estructuración antes mencionados:

- **Simplicidad y simetría**

Las estructuras simples tienen un mejor comportamiento ante la ocurrencia de un sismo, ya que la simplicidad de una estructura nos permite predecir mejor el comportamiento sísmico en comparación con una estructura compleja. Además, los modelos que se realizan para el análisis estructural serán sencillos, su representación se asemejará mejor a la estructura real y se obtendrán resultados confiables.

La falta de simetría en planta y altura de los elementos estructurales genera efectos de torsión que se añaden a los efectos de traslación causados por sismos, complicando así el análisis estructural. Las fuerzas sísmicas se aplican en el centro de masas (CM); la posición del centro de rigidez (CR), punto que solo experimenta traslación, depende de las rigideces y ubicaciones de los elementos estructurales. Si el centro de masas y el centro de rigidez no coinciden, se creará un brazo de palanca entre el CR y el CM, resultando en momentos y efectos de torsión.

El proyecto en análisis presenta simetría respecto al eje X; sin embargo, no es posible obtener una simetría respecto al eje Y. Se espera que se presenten efectos de torsión para el sismo en dirección Y.

- **Resistencia y ductilidad**

La estructura debe resistir las fuerzas sísmicas en todas las direcciones. La resistencia suministrada a la estructura se debe dar en las dos direcciones principales con el fin de mantenerla estable.

Las sollicitaciones sísmicas ocurren en corto tiempo, por eso se dota de una menor resistencia a la máxima necesaria ante la ocurrencia de un sismo severo. La diferencia entre la máxima necesaria y la suministrada se compensa otorgándole una ductilidad adecuada en el ingreso a la etapa plástica sin llegar a la falla.

Este proyecto cuenta con elementos de concreto armado en las dos direcciones principales los cuales, en conjunto, le proporcionarán la resistencia adecuada a la estructura.

- **Rigidez lateral**

Para reducir las deformaciones causadas por las fuerzas sísmicas horizontales, es necesario dotar a las estructuras de rigidez en las direcciones principales. Es importante destacar que las deformaciones significativas en un edificio son las que provocan daños en los elementos estructurales y no estructurales. Por lo tanto, se espera un mejor comportamiento estructural en edificios rígidos en comparación con los edificios flexibles.

La estructura estará conformada por pórticos de vigas, columnas y placas, las cuales dotarán de la rigidez necesaria para el control de los desplazamientos del edificio en las dos direcciones en análisis.

- **Continuidad**

Las estructuras deben ser continuas en planta y elevación, ya que la discontinuidad de los elementos estructurales no permite una distribución uniforme de las cargas produciendo concentraciones de esfuerzo en las zonas donde se pierde la

continuidad. Las zonas probables de falla serán aquellas que tengan mayor esfuerzo, por eso la importancia de tomar en cuenta este criterio.

Los elementos estructurales presentes en este proyecto serán continuos, los elementos horizontales como las losas, cuando presenten aberturas, serán definidas como macizas, previa evaluación de las zonas de concentración de esfuerzos.

- **Diafragma rígido**

La existencia de losas rígidas que se comportan como una unidad es una hipótesis que se considera para el análisis de las estructuras. El asumir un diafragma rígido en las losas de entrepiso permite distribuir las fuerzas sísmicas horizontales a todos los elementos estructurales en función a sus rigideces laterales. Este análisis resulta más sencillo a comparación del que se tendría que realizar cuando se trabaja con diafragmas flexibles donde las fuerzas horizontales no se reparten proporcionalmente.

El análisis realizado supone el comportamiento de diafragma rígido para todos los niveles, se toma especial cuidado en las aberturas de losa y congestión de paso de tuberías definiéndolas como macizas para la correcta transferencia de cargas.

2.2 Descripción de la estructuración

La estructuración planteada está representada en la Figura 2 y se realizó tomando en cuenta los criterios de estructuración antes desarrollados para las direcciones principales X e Y. La arquitectura fue una gran limitante en este proceso y se pensó en el uso de un sistema estructural de muros o dual para ambas direcciones con el fin de obtener respuestas de desplazamientos controladas a comparación de un sistema estructural de pórticos.

Sin embargo, en la dirección Y, no hubo posibilidad de ubicar grandes placas por lo que se espera un sistema estructural de pórticos o dual en esa dirección. La dirección X no tuvo problemas para la ubicación de las placas, estas se ubicaron en los límites con la propiedad

vecina en los laterales. Además, se tomó la caja del ascensor y escaleras como grandes placas para dotar de rigidez a la dirección Y en lo posible.

Las vigas se ubicaron en la unión de placas y columnas con el fin de formar pórticos en ambas direcciones, en ubicaciones donde no se afecte la arquitectura. Además, en las zonas donde los tabiques tuvieron la misma dirección que los aligerados, se colocaron vigas chatas para soportarlos.

Las losas que se utilizaron fueron todas de 20 cm de espesor tomando en cuenta las dimensiones de los paños. Se distinguieron entre losas macizas, losas aligeradas en una dirección y losas aligeradas en dos direcciones.

Las losas macizas se colocaron en las áreas con aberturas importantes para asegurar la correcta transferencia de cargas a través de la losa, actuando como diafragma rígido. Además, se utilizaron losas macizas en zonas con alta congestión de tuberías. Se eligieron losas aligeradas en dos direcciones para áreas aproximadamente cuadradas, mientras que las losas aligeradas en una dirección se ubicaron en los demás tramos, orientándose en la dirección más corta, ya que en esta dirección se encontrarán las fibras más esforzadas.

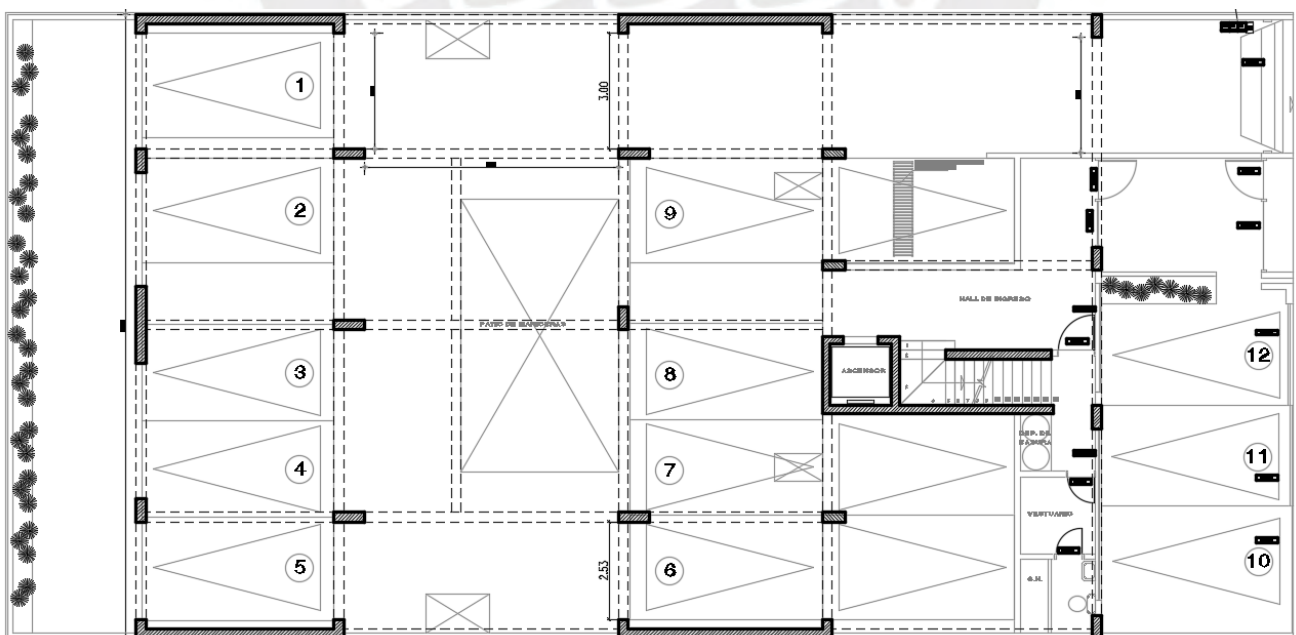


Figura 2.- Ubicación de los elementos estructurales en la planta del edificio

2.3 Predimensionamiento

2.3.1 Predimensionamiento de losa maciza

La existencia de un ducto interior para la iluminación de los departamentos en el centro de la planta del edificio sugiere el uso de losa maciza en los paños entre los ejes 4 y 5. La losa maciza permite una correcta transferencia de cargas y distribución en todos los elementos estructurales proporcionales a sus rigideces; gracias a esto se puede considerar un diafragma rígido.

Se recomienda que la altura de las losas macizas sea de 12 a 13 centímetros para luces menores de 4 metros. Sin embargo, aunque las luces libres entre vigas que rodean las losas macizas son menores a 4 metros, utilizaremos un peralte de 20 centímetros para mantener la uniformidad en los espesores de todas las losas. De esta manera, se logra un techo uniforme a ras con un espesor de losa de 20 centímetros en ambas.

La sobrecarga utilizada para losas, según la Norma E.020 de Cargas, será de 200 kg/cm² para uso de vivienda y 100 kg/cm² para la azotea.

2.3.2 Predimensionamiento de losa aligerada en dos direcciones

Según Blanco (1992), se usan aligerados en dos direcciones cuando se tiene paños más o menos cuadrado con luces de aproximadamente 6 m. Se considera en estos casos:

- Altura de losa = 25 cm para luces entre 6.5 y 7.5 metros.
- Altura de losa = 30 cm para lucas entre 7 y 8.5 metros.

Por esta razón, entre los ejes 6 y 7 se observan luces menores a 8 metros y se usarán aligerados en dos direcciones de peralte igual a 20 centímetros para guardar la concordancia con los aligerados en una dirección de 20 centímetros de espesor. La altura de la losa es menor

a la recomendada; por esta razón, se comprobarán las deflexiones de losa y la resistencia de la sección a fuerzas cortantes y de ser necesario se colocarán ensanches en los bordes.

2.3.3 Predimensionamiento de losa aligerada en una dirección

Los paños restantes serán aligerados en una dirección, debido a la geometría de los paños los cuales presentan una dimensión más corta que la otra. Estas losas se pueden predimensionar según Blanco (1992) mediante la relación:

$$\text{Espesor de losa} = \frac{\text{luz libre}}{25}$$

Los paños de losas de este proyecto tienen luces libres de aproximadamente 5 metros:

$$\text{Espesor de losa} = \frac{5}{25} = 0.20 \text{ m.}$$

Los aligerados son dimensionados considerando la recomendación de peralte igual a 20 centímetros en longitudes libres entre 4 y 5.5 metros. Por esta razón, tendrán un peralte igual a 20 cm con una losa superior de 5 cm, para permitir un adecuado pase de las tuberías de desagüe.

2.3.4 Predimensionamiento de vigas

Las vigas de concreto armado se dimensionarán con un altura entre 1/10 a 1/12 de la longitud libre incluido el espesor de la losa del techo; es decir los 20 centímetros considerados para todas las losas. De esta manera, se muestra la recomendación para la longitud del peralte de la viga h y la base de esta b . La luz libre entre apoyos de la viga está representada por l_n .

$$h = \frac{l_n}{10}$$

$$h = \frac{l_n}{12}$$

$$h = \frac{l_n}{14}$$

$$b = \frac{h}{2}$$

El ancho de todas las vigas será de 25 centímetros, ancho mínimo para elementos sismo resistentes, con el objetivo de tener el mismo espesor que las placas y columnas que se predimensionarán más adelante. Los peraltes en las vigas serán en algunos casos mayores a los recomendados con el objetivo de uniformizar las dimensiones por ejes.

Predimensionamiento de vigas del eje E y eje B:

Las luces libres entre apoyos de las vigas de los ejes E son de 5.4 y 6 metros, se predimensiona de la siguiente manera con el doceavo de la luz libre.

$$h = \frac{6}{12} = 0.50 \text{ m.}$$

Aun cuando el peralte calculado es 50 cm, se escoge para las vigas en mención un peralte de 60 cm de ancho y base 25 cm para guardar concordancia con las vigas del mismo eje y la unión con las placas y columnas del mismo espesor.

2.3.5 Predimensionamiento de columnas

Las columnas de este edificio estarán ubicadas según la estructuración planteada, tendrán continuidad vertical y se dimensionarán de tal forma que sean capaces de resistir tanto la fuerza cortante debido a sismo como la fuerza axial debido a las losas y vigas que cargan.

La fuerza axial se predimensionará usando las siguientes fórmulas que resultan de la máxima carga que según la Norma se puede aplicar a una columna con confinamiento de estribos.

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

P servicio resulta de la carga axial de servicio por metro cuadrado multiplicado por el área tributaria correspondiente a cada columna. Se estima una peso para cada metro cuadrado de 1.10 ton/m^2 ; este valor aproximado se repite en modelos reales de edificios.

Una de las dimensiones de las columnas será de 25 centímetros con el fin de mantener el mismo ancho de los muros y la otra dimensión se calculará con el área hallada con la fórmula ante mencionada.

Como ejemplo, tomamos la columna central ubicada entre los ejes D y 4 que está afectada por las siguientes cargas, para un área tributaria de 27.03 m^2 , seis pisos y estimando una carga por nivel de 1.1 ton/m^2 .

- Carga en servicio

$$Carga = 27.03 \cdot 6 \cdot 1.1 = 178.4 \text{ tn}$$

- Área requerida

$$\text{Área requerida} = \frac{178.4 \cdot 1000}{0.35 \cdot 210} = 2427 \text{ cm}^2$$

- Dimensiones elegidas

$$\text{Área elegida} = 25 \cdot 100 = 2500 \text{ cm}^2$$

A continuación, se presenta los cálculos tabulados para cada columna siguiendo el procedimiento anterior en la Tabla 1; estas medidas elegidas se verifican en la sección correspondiente a diseño de columnas de tal manera de uniformizar las secciones de columnas.

Columna	Área tributaria (m ²)	P servicio (kg)	Área requerida (cm ²)	Dimensiones (cm)	
CL E-2	9.67	63822	868	25	60
CL B-2	10.05	66330	902	25	60

CC E-4	23.42	154572	2103	90	25
CC D-4	27.03	178398	2427	100	25
CC B-4	24.23	159918	2176	90	25
CC E-5	18.63	122958	1673	25	70
CC D-5	10.46	69036	939	25	60
CC B-5	16.63	109758	1493	25	70
CC E-6	20.43	134838	1835	25	80
CC D-6	14.49	95634	1301	25	60
CC B-6	18.32	120912	1645	25	80
CL D-7	15.03	99198	1350	25	60

Tabla 1.- Predimensionamiento de columnas según carga de servicio por área tributaria.

2.3.6 Predimensionamiento de muros

Los muros de concreto armado resistirán la fuerza cortante producida por el sismo en mayor magnitud en comparación a las columnas, además darán resistencia y rigidez a la estructura ante estos eventos.

Como primer intento, las placas tendrán longitudes excesivas y estarán ubicadas según la estructuración planteada en la sección anterior. Posteriormente, se comprobará el control de desplazamientos y la resistencia a corte de los muros. Según el cortante actuante de sismo, reduciremos las longitudes o espesores cuando obtengamos resultados holgados o aumentaremos las dimensiones para aquellas que necesiten mayor resistencia. La Figura 3 muestra el resultado de la estructuración y predimensionamiento planteados en esta sección.

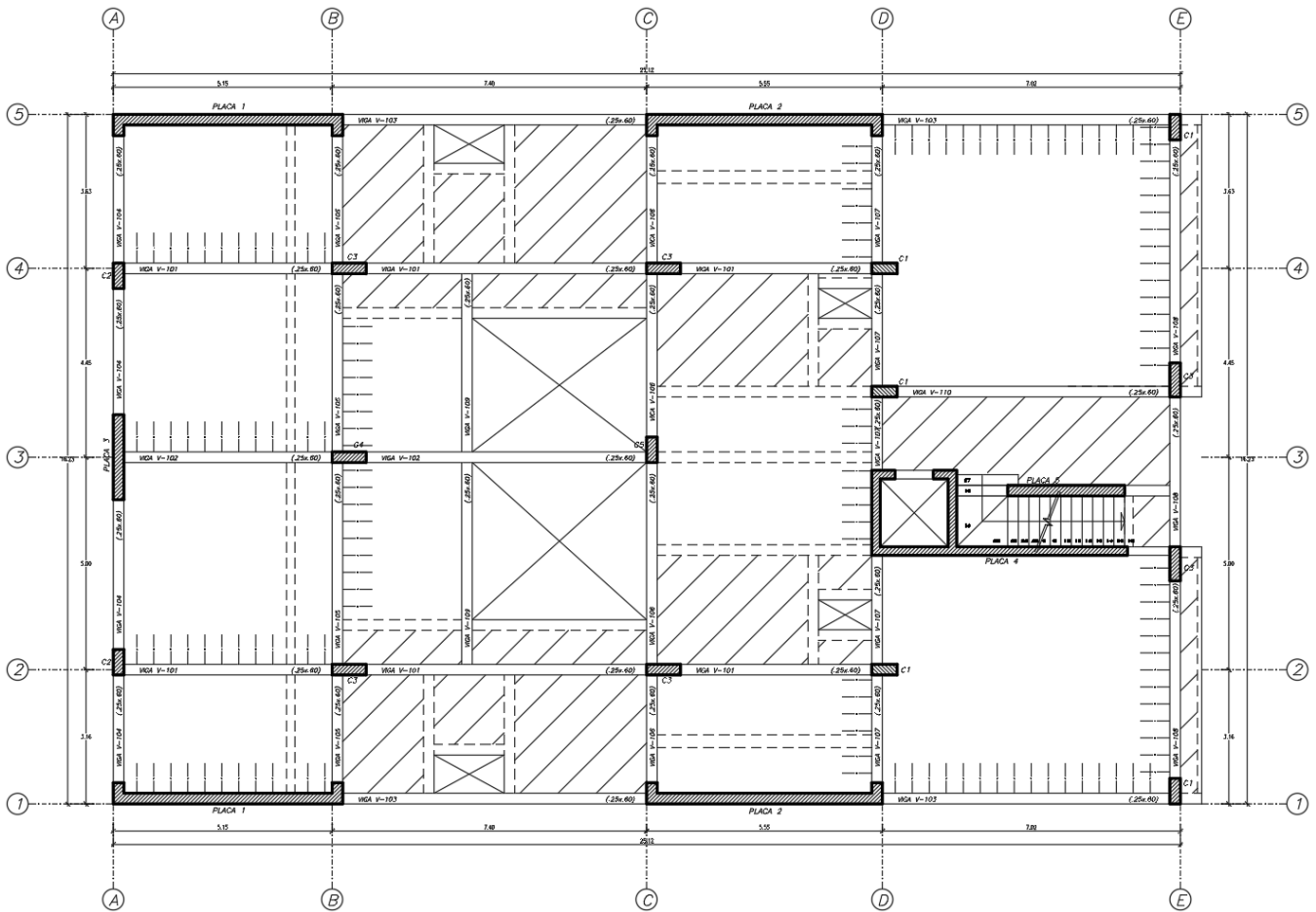


Figura 3.- Encofrado típico con secciones predimensionadas. (Piso 2 a Piso 6)

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO

La ubicación geográfica del Perú lo clasifica como un país sísmico; por esta razón, la norma de Diseño Sismorresistente E.030 describe los procedimientos necesarios de verificación para un óptimo desempeño frente a la ocurrencia de sismos.

Los movimientos sísmicos producen fuerzas inerciales en las estructuras que esfuerzan los elementos estructurales hasta que se transmiten a la base de la misma. El cálculo de la fuerza cortante que actúa en la base es determinado de la siguiente manera:

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

Las variables sísmicas que aparecen en la expresión antes mencionada se describen a continuación.

- **Factor de zona (Z)**

El factor Z representa la máxima aceleración del suelo sobre roca con una probabilidad de excedencia del 10% para sismos con periodos de retorno de 50 años.

La edificación se ubica en la ciudad de Lima, se categoriza como zona 4 y le corresponde una aceleración 0.45g, donde g es la aceleración de la gravedad; así, el factor Z se define con 0.45.

- **Factor de suelo (S)**

El perfil de suelo correspondiente a la ubicación del edificio es un suelo S1, caracterizado por ser un suelo rígido, característico en la ciudad de Lima. Este factor representa la amplificación del suelo que tendrán las fuerzas sísmicas según las características del terreno sobre el cual se cimenta; para la zona 4 y suelo S1, se tiene el factor de suelo S igual a 1.

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

La determinación de este parámetro está condicionado al periodo del edificio y los periodos del suelo que limitan la influencia de estos en el movimiento sísmico. Los periodos característicos del suelo son T_p y T_l , los cuales dependen del perfil del terreno que está debajo de la edificación. Para el tipo de suelo S1 corresponden periodos T_p igual a 0.4 segundos mientras T_l igual a 2.5 segundos.

El valor de C se condiciona con el periodo de la estructura, este será diferente para el análisis sísmico dinámico y el análisis sísmico estático, esta diferencia se explicará en el análisis para cada caso en líneas siguientes.

- **Factor de uso (U)**

Las estructuras están clasificadas en categorías y les corresponde un factor específico según su uso. Las edificaciones de vivienda, como es este caso, tienen la categoría de edificación común y le corresponde un factor de uso U igual a 1.

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

El coeficiente de reducción sísmico (R) es el factor que disminuye la resistencia elástica última de una estructura para permitir la incursión en el rango inelástico ante sismos severos. El coeficiente básico de reducción sísmico (R_o) depende del sistema estructural que rige en la estructura y este se ve alterado por otros factores cuando se presentan irregularidades en planta o elevación, según la siguiente expresión.

$$R = R_o \cdot I_a \cdot I_p$$

Donde I_a es el factor por irregularidad en altura y I_p es el factor por irregularidad en planta.

Para el caso en particular de esta estructura, se espera un sistema estructural de muros de concreto armado en las dos direcciones, lo cual nos da un R_o igual a 6. Las irregularidades en planta y elevación se suponen iguales a 1 y se evaluarán en el análisis sísmico dinámico. El

valor de R se supone igual a 6 en ambas direcciones para esta estructura pendiente de comprobación.

- Peso de la estructura (P)

El peso de la estructura que estará presente en la ocurrencia del sismo se estima tomado en cuenta el 100% de la carga muerta y un porcentaje de la carga viva repartida. Según la Norma E.030, este porcentaje se estima en 25% de la carga viva para edificaciones de uso común.

Las Tablas 2 y 3 muestran el metrado convencional de masas sísmicas de entrepiso para esta estructura y resultó que el valor de P es 2390.89 toneladas, este metrado será comparado con el metrado calculado por el programa ETABS en la sección de análisis sísmico dinámico.

Tabla 2.- Metrado de elementos presentes en el encofrado de piso típico.

Nivel	Elemento	Peso (ton)	Peso total (ton)
Típico	Losa Aligerada una dirección	43.05	406.35
	Losa Aligerada dos direcciones	29.94	
	Losas macizas	39.72	
	Vigas chatas	8.80	
	Vigas peraltadas	55.33	
	Columnas	16.50	
	Placas	57.59	
	Tabiquería	120.30	
	Piso terminado	33.50	
	Escalera	1.62	

Tabla 3.- Cálculo del peso total de la estructura en análisis tomando en 25% de la carga viva.

Nivel	CM (ton)	CV (ton)	Área (m ²)	W _{cm} (ton/m ²)	W _{cv} (ton/m ²)	W _{sismo} (ton/m ²)	Masa (ton.s ² /m)
1	406.35	75.73	378.63	1.07	0.2	1.12	43.35
2	406.35	75.73	378.63	1.07	0.2	1.12	43.35
3	406.35	75.73	378.63	1.07	0.2	1.12	43.35
4	406.35	75.73	378.63	1.07	0.2	1.12	43.35
5	406.35	75.73	378.63	1.07	0.2	1.12	43.35
6	255.02	37.86	378.63	0.67	0.1	0.70	26.96
TOTAL (tn)	2286.77	416.49	2271.78			TOTAL	243.72
	Peso (tn)	2390.89					

3.1 Modelo estructural

La idealización del edificio se realizó en el programa de cálculo estructural ETABS 2016; se modelaron los elementos estructurales que se involucren aportando rigidez a la estructura ante los desplazamientos causados por el sismo. Asimismo, se asignaron las cargas que influyen en el cálculo del peso sísmico y se definieron diafragmas rígidos en todos los pisos para la correcta transferencia de las fuerzas horizontales hacia los elementos verticales.

El modelo estructural presentado en la Figura 4 se analizó para cargas gravitacionales y sísmicas; este último incluye un análisis estático con fuerzas equivalentes y un análisis dinámico modal. Los análisis sísmicos se realizarán considerando la independencia en cada dirección de estudio, y los resultados serán comparados al final de este capítulo.

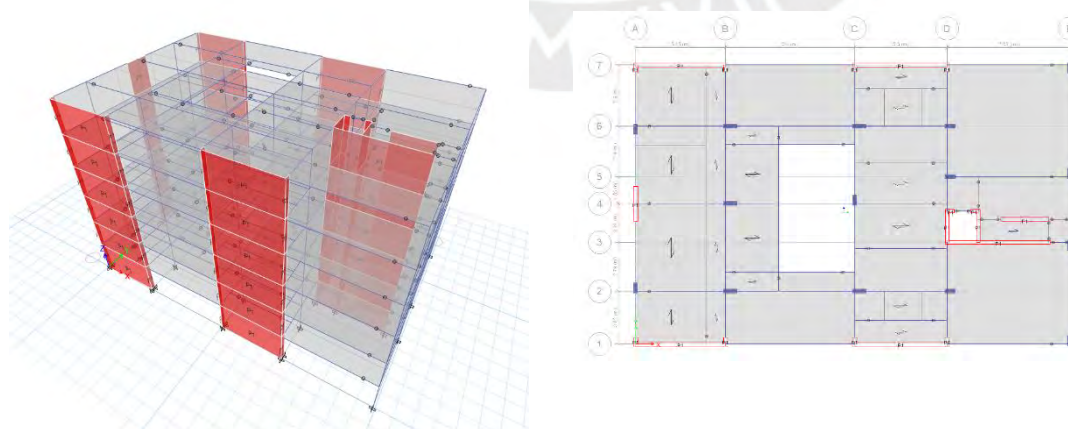


Figura 4.- Modelo estructural vista en 3D (izquierda) y vista en planta (derecha).

El peso sísmico de la estructura tomando el 100 % de la carga muerta y el 25% de la carga obtenido del modelo se muestra a continuación en la Tabla 4. Se podrá notar en dicha tabla la similitud de los resultados con el metrado manual realizado en la sección anterior.

Tabla 4.- Peso total de la estructura obtenido del modelo estructural tomando el 25% de la carga viva.

Nivel	Masa (ton.s ² /m)
1	46.11
2	46.11
3	46.11
4	46.11
5	46.11
6	28.42
TOTAL (tn.s ² /m)	259.00
Peso (tn)	2540.69

3.2 Análisis estático

Este método realiza la equivalencia de las fuerzas sísmicas en fuerzas estáticas que se aplicarán en cada entrepiso de la estructura. La ubicación de la estructura en análisis en la zona sísmica 4 limita la aplicación de este método solo a estructuras regulares de menos de 30 metros de altura. Aun cuando la estructura resulte irregular, usaremos este método con fines comparativos.

Los parámetros Z, U, S, R y P de la sección anterior se definieron en la sección anterior; sin embargo, el parámetro C depende del periodo de la estructura. El periodo se puede estimar según la Norma E.030 con la siguiente expresión.

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

El factor Ct correspondiente a edificios de pórticos y muros de corte es 45, el parámetro hn es la altura total del edificio en análisis, en este caso es 16.5 metros; por lo tanto, el periodo estimado de la estructura es 0.367 segundos.

El parámetro C se calcula de la siguiente expresión de la Norma E.030 que depende del periodo característico del suelo T_p que para esta estructura tiene un valor de 0.4 segundos.

$$\text{Para } T < T_p \quad C = 2.5$$

De todo lo anterior, reemplazamos en las siguientes expresiones para calcular la fuerza cortante basal (V) y la repartición de las fuerzas en la altura del edificio (F_i) con las siguientes expresiones.

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

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

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

Donde n es la cantidad de pisos del edificio, $P_{i,j}$ es el peso sísmico del piso en análisis, $h_{i,j}$ es la altura medida desde la base del entrepiso en análisis y k un factor correspondiente al periodo de vibración de la estructura (T). Si T es menor a 0.5 segundos, el valor de k correspondiente es 1, como en este caso.

$$V = \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 1}{6} \cdot 2390.89 = 448.3 \text{ ton}$$

Las fuerzas distribuidas en la altura de la estructura calculadas se muestran en la Tabla 5, usaremos los valores de carga muerta y carga viva distribuida por metro cuadrado de entrepiso obtenidos del modelo estructural de la sección anterior.

Tabla 5.- Fuerza estática equivalente y su distribución en los entrepisos.

Nivel	CM(ton/m ²)	CV(ton/m ²)	Área (m ²)	Peso (ton)	hi(m)	Pi*hi ^k	αi	Fi (ton)	V (ton)
6	0.67	0.1	378.63	263.10	16.50	4341.90	0.20	89.10	89.10
5	1.07	0.2	378.63	424.10	13.75	5830.90	0.27	119.70	208.90
4	1.07	0.2	378.63	424.10	11.00	4664.70	0.21	95.80	304.60
3	1.07	0.2	378.63	424.10	8.25	3498.50	0.16	71.80	376.50
2	1.07	0.2	378.63	424.10	5.50	2332.40	0.11	47.90	424.30
1	1.07	0.2	378.63	424.10	2.75	1166.20	0.05	23.90	448.30

Las fuerzas de entrepiso calculadas F_i se asignan al centro de masas de cada entrepiso restringiendo los desplazamientos en la dirección de análisis correspondiente y asumiendo la excentricidad correspondiente del 5% de la longitud en la misma dirección.

Se asume solo un modo fundamental de vibración que toma el 100% de participación de la masa sísmica en cada dirección de análisis. Los resultados del análisis realizado como las cortantes globales de entrepiso, los momentos volcantes de entrepiso y los desplazamientos relativos de entrepiso se muestran comparados al final de la siguiente sección.

3.3 Análisis por superposición modal

3.3.1 Análisis por superposición modal en traslación pura

El periodo de la estructura estimado en la sección anterior frecuentemente difiere al periodo real; esto implica una amplificación del sismo que resulta comunmente mayor y valores mayores de cortantes en los entrepisos y la base del edificio.

En esta sección, realizaremos el análisis modal restringiendo los desplazamientos perpendiculares a la dirección en análisis para obtener los periodos predominantes para cada una de ellas. Asimismo, obtendremos la respuesta por superposición modal ante el espectro inelástico de pseudo aceleraciones mostrado a continuación.

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

Los parámetros Z , U , S , R y g son valores conocidos y constantes; el valor de C se obtendrá según el periodo correspondiente a la siguiente Figura 5, obtenida de la Norma E.030.

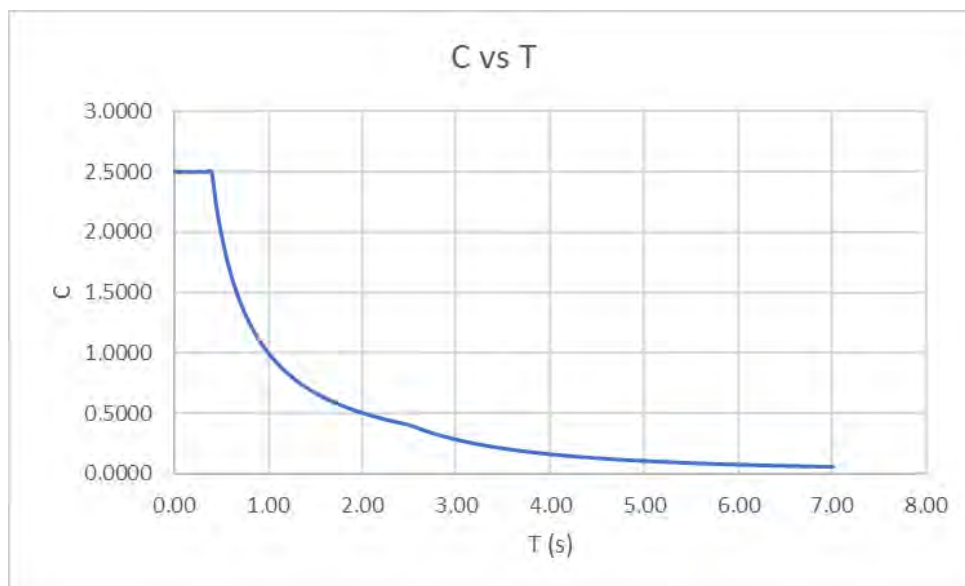


Figura 5.- Factor de amplificación sísmica (C) vs el periodo de la estructura (T).

El periodo de la estructura y las masas efectivas en porcentaje de los 3 primeros modos de vibración obtenidos para cada dirección en análisis se muestran en las Tablas 6 y 7.

Tabla 6.- Periodos y masas efectivas para los tres primeros modos de vibración en dirección X.

CASO	MODO	PERIODO	UX	UY	RZ
Modal	1	0.250	71%	0%	0%
Modal	2	0.060	20%	0%	0%
Modal	3	0.031	0%	0%	0%

Tabla 7.- Periodos y masas efectivas para los tres primeros modos de vibración en dirección Y.

CASO	MODO	PERIODO	UX	UY	RZ
Modal	1	0.481	0%	77%	0%
Modal	2	0.140	0%	13%	0%
Modal	3	0.069	0%	5%	0%

Las tablas anteriores muestran la diferencia con el periodo estimado en el análisis estático de 0.367 segundos para ambas direcciones; además, notamos que los modos predominantes son los dos primeros por su masa participativa.

Los resultados del análisis realizado como las fuerzas globales de entrepiso, los momentos volcantes de entrepiso y los desplazamientos relativos de entrepiso se muestran comparados al final de la siguiente sección.

3.3.2 Análisis por superposición modal usando tres grados de libertad por piso

Los grados de libertad tomados en cuenta en este análisis son 3 por piso: dos traslacionales y uno rotacional. Este análisis se realiza por superposición modal, es decir, se determina para cada modo de vibración de la estructura, un periodo y las contribuciones de cada modo en el movimiento sísmico para el espectro definido en la sección anterior. La Tabla 8 muestra los resultados obtenidos mediante este análisis.

Tabla 8.- Periodos y masas efectivas para los tres primeros modos de vibración para tres grados de libertad por piso.

CASO	MODO	PERIODO	UX	UY	RZ
Modal	1	0.487	0%	76%	0%
Modal	2	0.284	5%	0%	67%
Modal	3	0.259	65%	0%	5%

De la tabla anterior, determinamos un periodo fundamental de vibración de 0.493 segundos. Además, podemos notar la predominancia de una dirección y la poca incidencia de los otros grados de libertad.

A continuación, las Figuras 6 y 7 muestran los resultados de cortantes de entrepiso, los momentos volcantes y los desplazamientos relativos de entrepiso para cada dirección en análisis. Los resultados presentados toman en cuenta las excentricidades accidentales y las provocadas por la torsión.

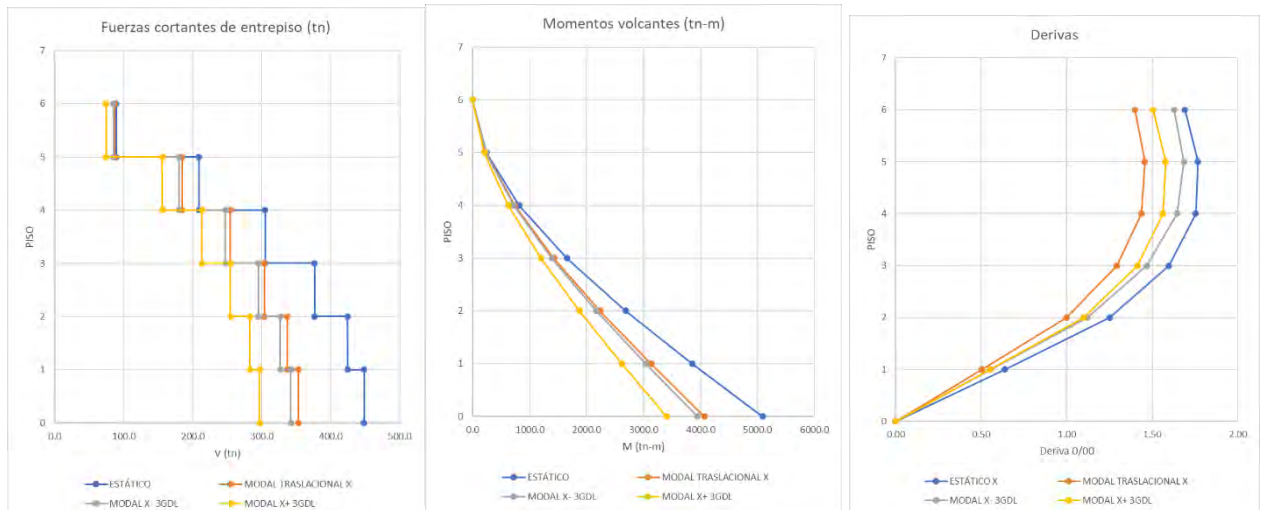


Figura 6.- Cortantes de entrepiso (izquierda), Momentos volcantes (centro) y derivas de entrepiso (derecha) para el sismo en dirección X.

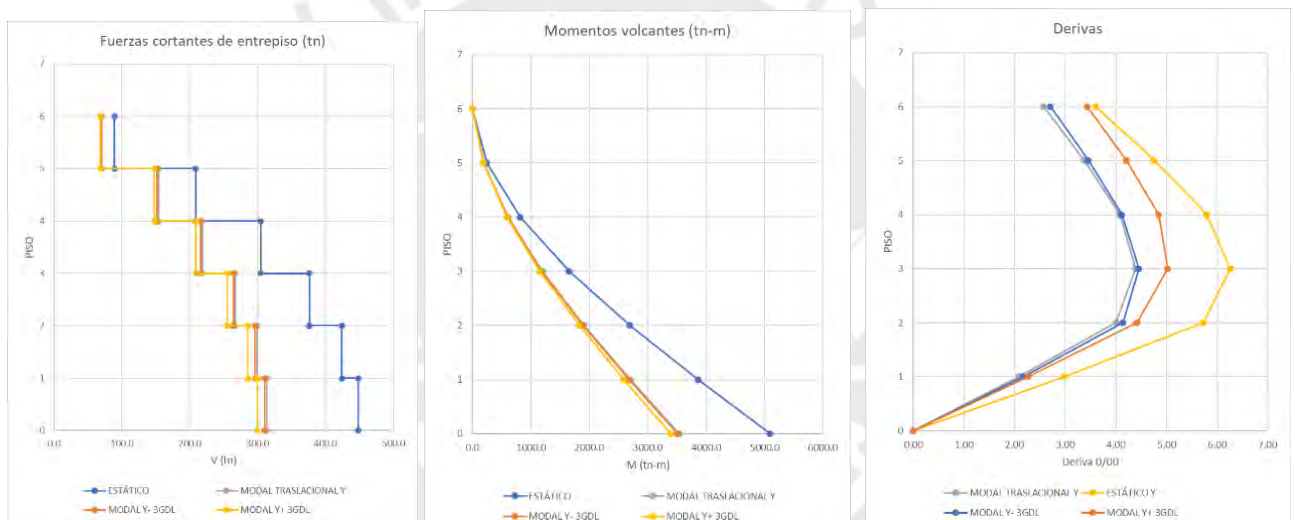


Figura 7.- Cortantes de entrepiso (izquierda), Momentos volcantes (centro) y derivas de entrepiso (derecha) para el sismo en dirección Y.

3.4 Sistema estructural

El sistema estructural de muros supuesto al inicio de este capítulo se comprueba en esta sección; para realizarla es necesario evaluar el porcentaje de fuerza basal que toman los muros.

El edificio en análisis podría clasificar en sistema dual en la dirección Y por la escasa presencia de muros, si el porcentaje de fuerza cortante absorbida por los muros está incluido

en el rango entre 20 a 70 %; si el porcentaje es mayor al 70 % clasificará como sistema de muros.

A continuación, la Tabla 9 muestra las fuerzas basales para el análisis por superposición modal tomando tres grados de libertad por piso y el porcentaje absorbido por los muros.

Tabla 9.- Porcentaje de fuerza cortante basal absorbida por los muros de concreto.

PISO	CASO	V (tn)	V muros (tn)	% ABSORBIDO
1	SISMO DIN X EXC+	297.0	290.4	97%
1	SISMO DIN X EXC-	342.4	333.7	97%
1	SISMO DIN Y EXC+	299.6	238.9	81%
1	SISMO DIN Y EXC-	310.3	249.3	81%

De la tabla anterior podemos comprobar el sistema estructural de muros tanto para la dirección X como para la dirección Y para el edificio.

3.5 Regularidad estructural

En esta sección evaluaremos los criterios de regularidad en planta y en altura; se desarrollarán aquellos más relevantes para esta edificación.

Irregularidades en planta

- Irregularidad torsional

Existirá esta irregularidad cuando la relación entre la máxima deriva de entrepiso y el promedio de los desplazamientos relativos de los extremos del mismo entrepiso sea mayor a 1.3. A continuación, la Tabla 10 y la Tabla 11 muestran la evaluación de este criterio para cada dirección en análisis.

Tabla 10.- Relación entre la deriva promedio y la máxima deriva para el sismo en dirección X.

PISO	CASO	Desplazamiento o máximo	Desplazamiento promedio	Ratio
6	SISMO DIN X EXC+	0.0041	0.0039	1.07
	SISMO DIN X EXC-	0.0045	0.0042	1.06
5	SISMO DIN X EXC+	0.0043	0.0040	1.08
	SISMO DIN X EXC-	0.0046	0.0044	1.06
4	SISMO DIN X EXC+	0.0043	0.0039	1.09
	SISMO DIN X EXC-	0.0045	0.0043	1.06
3	SISMO DIN X EXC+	0.0039	0.0035	1.10
	SISMO DIN X EXC-	0.0040	0.0038	1.06
2	SISMO DIN X EXC+	0.0030	0.0027	1.11
	SISMO DIN X EXC-	0.0031	0.0029	1.06
1	SISMO DIN X EXC+	0.0015	0.0014	1.11
	SISMO DIN X EXC-	0.0015	0.0014	1.06

Tabla 11.- Relación entre la deriva promedio y la máxima deriva de para el sismo en dirección Y.

PISO	CASO	Desplazamiento o máximo	Desplazamiento promedio	Ratio
6	SISMO DIN Y EXC+	0.0094	0.0072	1.31
	SISMO DIN Y EXC-	0.0074	0.0070	1.06
5	SISMO DIN Y EXC+	0.0116	0.0093	1.24
	SISMO DIN Y EXC-	0.0095	0.0093	1.02
4	SISMO DIN Y EXC+	0.0133	0.0112	1.19
	SISMO DIN Y EXC-	0.0113	0.0113	1.01
3	SISMO DIN Y EXC+	0.0138	0.0119	1.16
	SISMO DIN Y EXC-	0.0122	0.0121	1.01
2	SISMO DIN Y EXC+	0.0121	0.0108	1.12
	SISMO DIN Y EXC-	0.0114	0.0111	1.03
1	SISMO DIN Y EXC+	0.0062	0.0056	1.11
	SISMO DIN Y EXC-	0.0060	0.0058	1.04

Podemos notar de las tablas anteriores que ningún valor de los ratios de torsión sobrepasa el 1.3, excepto uno de ellos con ratio 1.31; sin embargo, en ese nivel y para ese caso de carga las derivas son menores a la mitad de la admisible 0.0035; por lo tanto, resulta correcto.

- Esquinas entrantes

La planta mostrada de la estructura no muestra aberturas en los bordes que sugieran una irregularidad por esquinas entrantes; por lo tanto, la estructura no presenta irregularidad por esquinas entrantes.

- Discontinuidad del diafragma

La planta presenta una discontinuidad importante en la zona central; la norma E.030 describe que se presenta irregularidad cuando esta abertura representa más del 50% del área total en planta. A continuación, evaluaremos la condición antes descrita.

$$\frac{A_{abertura}}{A_{total}} = \frac{29}{407} = 7.1\%$$

Además, se deberá evaluar en la misma zona de la abertura si el área transversal resistente representa más del 25% del área total en la misma dirección del corte transversal. A continuación, hallamos la relación antes mencionada.

$$\frac{L_{resistente}}{L_{total}} = \frac{7.3}{16.2} = 45\%$$

De esta manera, podemos notar por ambos criterios descritos que la estructura no presenta irregularidad por discontinuidad del diafragma.

3.6 Requisitos de rigidez y ductilidad

3.6.1 Desplazamientos admisibles

Una de las condiciones de la Norma E.030 para el correcto desempeño de una edificación ante sismos severos evalúa los desplazamientos relativos de entrepiso, también llamados derivas, estas son importantes para controlar el agrietamiento y colapso de las estructuras.

La evaluación de este criterio se incluirá para el análisis por superposición modal tomando tres grados de libertad por piso. Las Tablas 12 y 13 muestran las distorsiones de entrepiso para los casos de excentricidad más desfavorables para cada dirección; cabe mencionar que el límite definido en la Norma E.030 para edificios de concreto armado es 0.007.

Tabla 12.- Máximas derivas de entrepiso para la dirección X y límite permisible.

PISO	CASO	DERIVA	$\delta < 0.007?$
PISO 6	DESP INEL X	0.0016	CUMPLE
PISO 5	DESP INEL X	0.0017	CUMPLE
PISO 4	DESP INEL X	0.0017	CUMPLE
PISO 3	DESP INEL X	0.0015	CUMPLE
PISO 2	DESP INEL X	0.0011	CUMPLE
PISO 1	DESP INEL X	0.0006	CUMPLE

Tabla 13.- Máximas derivas de entrepiso para la dirección Y y límite permisible.

PISO	CASO	DERIV A	$\delta < 0.007?$
PISO 6	DESP INEL Y	0.0034	CUMPLE
PISO 5	DESP INEL Y	0.0042	CUMPLE
PISO 4	DESP INEL Y	0.0048	CUMPLE
PISO 3	DESP INEL Y	0.0050	CUMPLE
PISO 2	DESP INEL Y	0.0044	CUMPLE
PISO 1	DESP INEL Y	0.0023	CUMPLE

3.6.2 Junta sísmica

La junta sísmica reglamentaria para evitar el choque entre estructuras vecinas en un sismo se calcula teniendo como datos la altura total del edificio (h) y el desplazamiento inelástico del edificio en el nivel correspondiente a la evaluación de la junta, se muestra a continuación.

Separación al edificio próximo (S)

$$S \geq 0.006 h$$

$$S \geq 0.006 \cdot 16.5$$

$$S \geq 9.9 \text{ cm}$$

Separación al límite de propiedad (Sl)

$$Sl \geq S/2$$

$$Sl \geq 2/3 \cdot \Delta \text{ edificio}$$

$$Sl \geq 4.95 \text{ cm}$$

$$Sl \geq 2/3 \cdot 6.78$$

$$Sl \geq 4.52 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la junta sísmica será de 5 cm contados desde el límite de propiedad.



CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LOSAS

De acuerdo a lo expuesto en capítulos anteriores, las losas serán de 20 cm de espesor y se diferenciarán según su tipo, en este proyecto tendremos losas aligeradas en una dirección, losas aligeradas en dos direcciones y losas macizas.

Los elementos estructurales antes mencionados conforman el diafragma rígido de los entrepisos y transferirán las cargas horizontales a los elementos que los soportan. Asimismo, las losas serán diseñadas para soportar las solicitaciones por cargas de gravedad amplificadas y se controlarán las deflexiones en ellas para cargas de servicio.

El diseño incluirá el suministro de capacidad suficiente para las solicitaciones por flexión y cortante; esta última deberá ser soportada únicamente por la resistencia del concreto a corte, ya que no se contará con refuerzo transversal; en caso la demanda de fuerzas últimas sea mayor a la capacidad resistente por cortante, se aumentará el espesor de la losa o, convenientemente, habrá ensanches por cortante en los extremos de los paños donde se requiera.

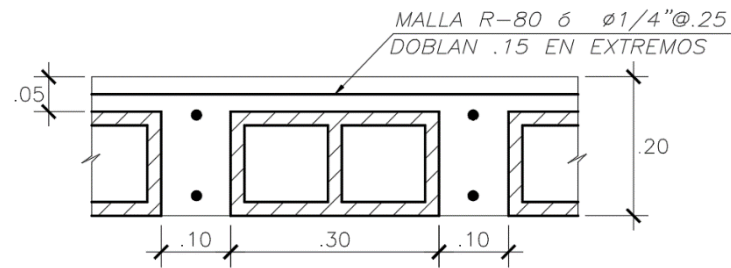
- **Losa aligerada**

Las losas aligeradas en este proyecto trabajarán en una y dos direcciones; la primera para paños donde una de sus longitudes sea mayor que la otra y la segunda en paños donde sus longitudes sean parecidas; es decir, en paños casi cuadrados. Este sistema de losas se conforma por viguetas de concreto armada de sección T y de ladrillos huecos que reducen considerablemente el peso de la losa. La distribución de las viguetas en los paños será típica de 40 cm de ancho tributario.

Las solicitaciones con que se diseñarán las viguetas son flexión y cortante, y como requisito de servicio, las deflexiones. El diseño por flexión tomará en cuenta la capacidad del área de acero instalado en la sección y el diseño por cortante será soportado íntegramente por el concreto, en caso sea necesario, se realizarán ensanches por cortante.

Las losas llevarán un refuerzo por contracción y temperatura mínimo descrito en la Norma de Concreto Armado E060 y estará repartido en la losa superior de 5 cm para ambos sentidos, aun cuando la losa aligerada trabaje en una dirección.

La sección típica de un aligerado con las características antes mencionadas se presenta en la Figura 8.



ALIGERADO $h=.20$ mt.

Figura 8.- Sección típica de aligerado de 20 cm de espesor.

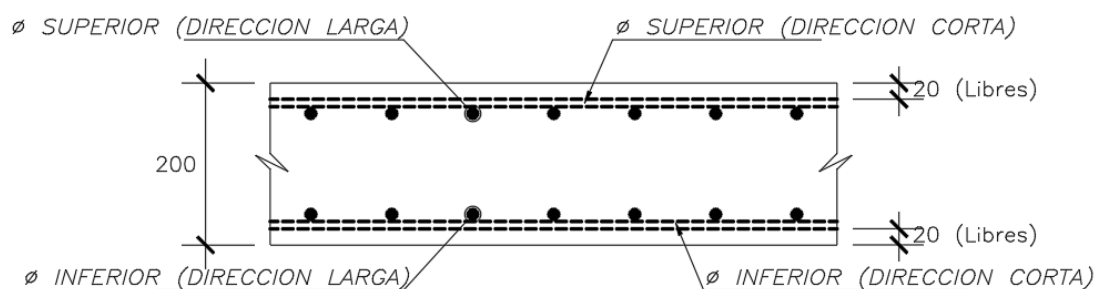
- Losas macizas

Las losas macizas tendrán un espesor de 20 cm y la totalidad de la sección será de concreto armado. Este tipo de losas se ubica en paños donde existe alta congestión de paso de tuberías de desagüe, como en la zona de baños, o en regiones donde se espera desarrollar altas concentraciones de esfuerzos, como en las reducciones de planta, huecos o en zonas de placas de ascensor para dotar de mayor rigidez del diafragma para la correcta transferencia de fuerzas horizontales.

Las losas macizas pueden trabajar en una o dos direcciones dependiendo de la relación que tengan las longitudes de los paños; así, si la relación entre los lados es mayor a 2 entonces la losa trabajará en una dirección, en caso contrario, trabajará en dos direcciones. Las solicitaciones con que se diseñará este tipo de losas son cortante y flexión, además de la comprobación del límite permisible de las deflexiones.

El acero por flexión calculado será capaz de resistir las solicitaciones por flexión y estará distribuido en ambas direcciones; la fuerza cortante será soportada por el concreto íntegramente. Por último, el análisis se puede realizar mediante modelos de elementos finitos y evaluando los valores máximos de las franjas unitarias para ambas direcciones.

La distribución típica del acero y las características antes mencionadas de la losa maciza se muestran en la Figura 9.



DETALLE TIPICO LOSA $h=0.20$

Figura 9.- Sección típica de losa maciza de 20 cm de espesor.

4. Procedimiento de diseño de una losa

4.1 Losa aligerada

- **Losa aligerada en una dirección**

Para las losas aligeradas en una dirección se puede tomar una vigueta de ancho típico como modelo para el análisis y diseño, ya que todas las viguetas tienen la misma sección y longitud y están sujetas a las mismas cargas.

Las restricciones de los apoyos de la vigueta en análisis estarán condicionadas por los elementos que la cargan, así tendremos apoyos fijos y empotramiento en el caso que las rigideces entre vigueta y elemento sobre el cual se apoya sean significativamente mayores.

En los siguientes párrafos se detalla el metrado de cargas para una vigueta típica de ancho tributario de 40 cm, el modelo idealizado, los resultados del análisis y el diseño, específicamente las viguetas que se encuentran en los paños de los ejes 1 y 5 con A y B. A continuación, en la Figura 10, se limitan los paños de aligerado que se analizará y diseñará.

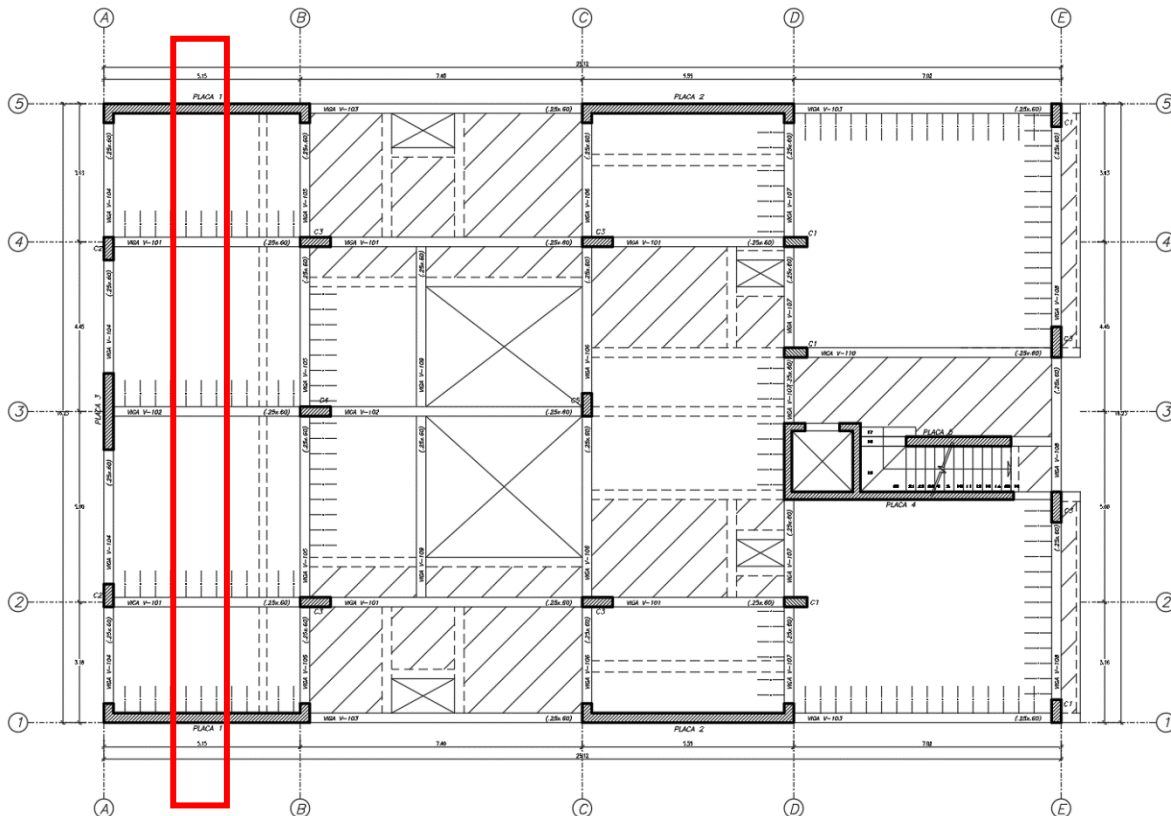


Figura 10.- Franja de vigueta de ancho 40 cm a diseñar en la presente sección.

Metrado de cargas

La vigueta en mención consta de 4 tramos continuos de diferentes longitudes se apoya en los extremos por placas orientadas perpendicularmente y en los tramos interiores por vigas peraltadas. El metrado de cargas toma en cuenta las cargas muertas y las cargas vivas, estas, a su vez, por peso propio, piso terminado y sobrecarga, respectivamente.

La vigueta de sección T se idealizó como una barra empotrada en sus extremos y apoyada en los tramos interiores y se modeló en el programa SAP 2000 para obtener los resultados de fuerzas cortantes y momentos flectores. El modelo idealizado en el programa estructural antes mencionado, se muestra a continuación en las Figura 11.

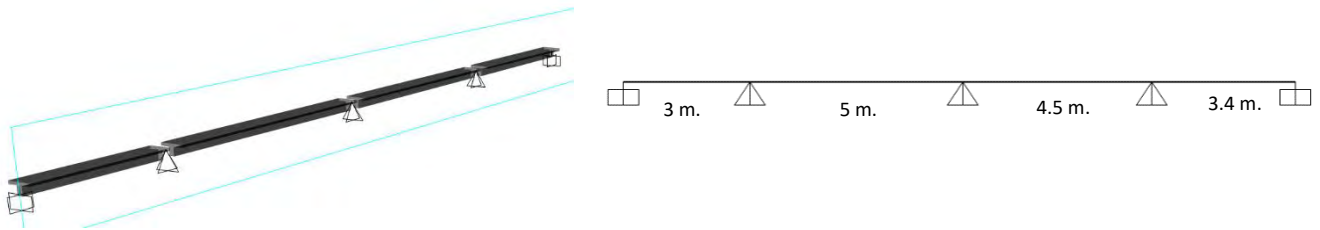


Figura 11.- Idealización de vigueta y modelo realizado en el programa SAP 2000.

- **Carga muerta**

Peso propio (h=20 cm) $300 \text{ kg/m}^2 \times 0.4 \text{ m} = 0.12 \text{ ton/m}$

Piso terminado (e=0.05 m) $100 \text{ kg/m}^2 \times 0.4 \text{ m} = 0.04 \text{ ton/m}$

Carga muerta distribuida **w_d = 0.16 ton/m**

Tabique perpendicular (h=2.55 m) $1800 \text{ kg/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.55 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} =$

Carga muerta puntual **w_d (puntual) = 0.275 ton**

- **Carga viva**

Sobrecarga (vivienda) $200 \text{ kg/m}^2 \times 0.40 \text{ m} = 0.08 \text{ ton/m}$

Carga viva distribuida **w_L = 0.08 ton/m**

- **Carga última**

Carga última distribuida **w_u = 1.4 x 0.16 + 1.7 x 0.08 = 0.36 ton/m**

Carga última puntual **w_u (puntual) = 1.4 x 0.275 = 0.386 ton**

A continuación, se muestran, en las Figuras 12 y 13, los resultados del análisis de la vigueta sometida a las fuerzas antes descritas amplificadas y alternando la carga viva para obtener los casos más desfavorables de momentos y cortantes en cada tramo.

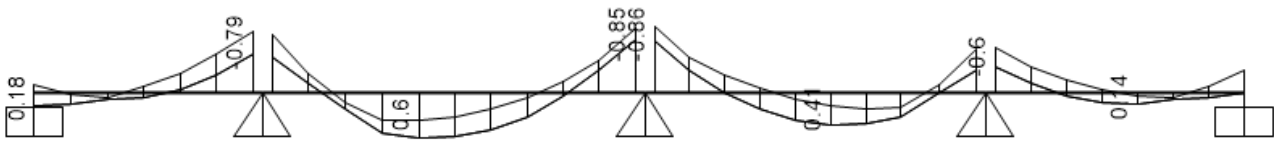


Figura 12.- Diagrama de momentos flectores obtenido del programa SAP 2000.

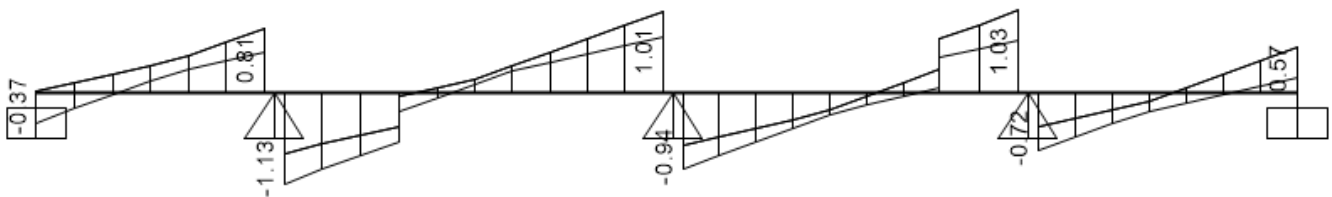


Figura 13.- Diagrama de fuerzas cortantes obtenido del programa SAP 2000.

Diseño por flexión

El diseño de la vigueta por flexión se realiza suministrando la suficiente área de acero según los momentos últimos máximos positivos y negativos. El acero requerido según los momentos del análisis deberá ser mayor al mínimo exigido por la Norma y no deberá ser mayor al máximo exigido por la misma. A continuación, las Tablas 14 y 15 muestran los resultados de las áreas de acero calculadas, áreas de acero requeridas y área de acero colocadas para cada tramo sea el momento positivo o negativo, respectivamente.

Tabla 14.- Áreas de acero calculadas según momentos últimos positivos obtenidos del análisis.

M+ (ton.m)	a (cm)	As req.(cm ²)	Acero	As colocado (cm ²)
0.18	0.17	0.41	1ø3/8"	0.71
0.60	0.56	0.95	2ø3/8"	1.42
0.41	0.38	0.65	1ø3/8"	0.71
0.14	0.13	0.41	1ø3/8"	0.71

Tabla 15.- Áreas de acero calculadas según momentos últimos negativos obtenidos del análisis.

M- (ton.m)	a (cm)	As req.(cm ²)	Acero	As colocado (cm ²)
-0.11	0.41	1.01	1ø1/2"	1.29
-0.79	3.19	1.35	2ø3/8"	1.42
-0.86	3.51	1.49	1ø1/2"+1ø3/8"	2.00
-0.6	2.36	1.01	2ø3/8"	1.42
-0.3	1.14	1.01	1ø1/2"	1.29

Para el momento positivo $M^+ = 0.60$ ton.m

- Resistencia a la compresión del concreto $f'_c = 210$ kg/cm²
- Esfuerzo de fluencia del acero $f_y = 4200$ kg/cm²
- Ancho de la sección en compresión $b = 40$ cm (M+)
 $b = 10$ cm (M-)
- Altura de la sección $h = 20$ cm
- Peralte efectivo $d = 20 - 3 = 17$ cm
- Factor de reducción de resistencia $\phi = 0.9$ (flexión)
- Factor de reducción de resistencia $\phi = 0.85$ (cortante)

El acero máximo que admite la sección para momento positivo y negativo es 7.5 cm² y 2.1 cm² respectivamente; el acero mínimo que admite la sección para momento positivo y negativo son 0.41 cm² y 1.01 cm², respectivamente. A continuación, calculamos el acero requerido para el momento último de +0.60 ton.m.

$$a = 0.56 \text{ cm}$$

$$As \text{ requerido} = 0.95 \text{ cm}^2$$

$$Barras \text{ elegidas} = 2\phi 3/8"$$

$$As \text{ colocado} = 1.42 \text{ cm}^2$$

Luego de esto, comparamos la resistencia nominal instalada versus la resistencia requerida por los momentos amplificados; los resultados obtenidos se muestran en las Tablas 16 y 17 que se muestran a continuación.

Tabla 16.- Resistencia requerida versus resistencia instalada y porcentaje de diferencia para momento positivo.

Mu (ton.m)	øMn (ton.m)	%Diferencia
0.18	0.45	+150%
0.60	0.89	+48%
0.41	0.45	+9.8%
0.14	0.45	+221%

Tabla 17.- Resistencia requerida versus resistencia instalada y porcentaje de diferencia para momento negativo.

Mu (ton.m)	øMn (ton.m)	%Diferencia
0.11	0.75	+581%
0.79	0.82	+3%
0.86	1.11	+29%
0.60	0.82	+37%
0.30	0.75	+150%

De las tablas anteriores, podemos notar que no existe déficit en la colocación de acero. Por un lado, en el caso del acero positivo, se colocó una varilla corrida de 3 / 8" y se completó con bastones en donde fuera necesario. Por otro lado, en el caso de los aceros negativos, se instaló lo necesario con bastones de 3 / 8" y 1/ 2" donde fuera necesario. El porcentaje de

diferencia en en los casos de los extremos de la vigueta en análisis es grande debido al cumplimiento de la colocación del acero mínimo exigido. Por último, se exige una armadura para el control de las rajaduras que se presenta a continuación.

- Acero de temperatura

$$A_s = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.90 \text{ cm}^2$$

- Área de acero colocado

$$A_s \text{ colocado (temperatura)} = 1\phi 1/4'' @ .25 \text{ m} = 1.28 \text{ cm}^2$$

Longitudes de corte

Las viguetas presentan, en la práctica, un acero longitudinal corrido inferior (momento positivo) y bastones de acero en la zona superior de la sección (momento negativo). Estos bastones de acero no corren en toda la longitud, sino solo donde sea necesario; por esta razón, se calculan los puntos de corte de aceros.

Los bastones tienen una longitud igual a la necesaria para cubrir la demanda de momento, llamado punto teórico de corte, más la mayor de las siguientes longitudes:

- d (peralte efectivo)
- 12 veces d_b (diámetro d la barra)

Toda esta suma deberá ser como mínimo igual a la longitud de desarrollo en tracción para el diámetro de barra en análisis. Las longitudes de desarrollo para barras en tracción dependen del diámetro de estas y de su ubicación en la sección (barra superior o inferior); para barras de diámetro 3/8" y 1/2".

- L_d (superior) diámetro 3/8" = 45 cm
- L_d (superior) diámetro 1/2" = 59 cm
- L_d (inferior) diámetro 3/8" = 34 cm
- L_d (inferior) diámetro 1/2" = 45 cm

Por ejemplo, la Figura 14 muestra el punto teórico de corte para el bastón negativo de 1/2" (superior) del segundo apoyo, respecto a la cara del apoyo:



Figura 14.- Punto teórico de corte obtenido del diagrama de momentos del SAP 2000.

- Punto teórico de corte (M negativo = 0) a 1.7 m. desde la derecha del diagrama.

Longitud adicional al punto teórico de corte, el mayor entre los siguientes valores:

- $d = 17$ cm
- $12db = 12 \cdot 0.71 = 8.52$ cm
- $L_n/16 = 3/16 = 19$ cm

Longitud total del bastón negativo medido desde el segundo apoyo hacia la izquierda:

$$\text{Longitud de corte} = 1.70 + 0.19 = 1.89 \text{ m} > L_d = 0.45 \text{ m}$$

Cabe resaltar que, aunque calculamos las longitudes de corte, estas pueden tomar valores típicos que dependen de la luz libre y de la continuidad de los apoyos. Esta práctica se realiza para uniformizar las longitudes de los bastones y ayuda con la habilitación del acero.

Se elige el mayor entre la longitud de corte calculada por el punto teórico de corte y la calculada por las prácticas convencionales; en este caso, la longitud de corte será de 1.90 m.

Diseño por cortante

Como lo mencionamos anteriormente, las fuerzas cortantes serán resistidas únicamente por el concreto, en caso no se cumpla lo anterior, se realizan ensanches por cortante para llegar al mínimo requerido. La resistencia a cortante para una sección unitaria de una losa aligerada de 20 cm de espesor sin ensanches, se presenta a continuación.

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

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

$$\phi V_c = 1.22 \text{ ton}$$

Los resultados de fuerzas cortantes del análisis se comparan con la resistencia ϕV_c antes calculada; la sección crítica de cortante se da a d (17 cm) de la cara del apoyo. En el apoyo 3 es donde se presentan las mayores cortantes, para esa sección tenemos lo mostrado en la Tabla 18.

Tabla 18.- Cortante requerida versus cortante instalada y porcentaje de diferencia.

Vu (ton)	ϕV_c (ton)	%Diferencia
1.01	1.22	+21%

De la tabla anterior, la losa no necesitará ensanches por cortante, ya que el concreto es capaz de soportar las fuerzas cortantes últimas en la sección crítica.

Control de deflexiones

La Norma Peruana de Concreto armado exige cumplir con algunos requisitos para cargas de servicio; el control de las deflexiones es uno de ellos. Los criterios para el cumplimiento de las deflexiones en los elementos estructurales tienen relación con los elementos no estructurales que carga.

En primer lugar, debemos evaluar si la sección de concreto se encontrará agrietada o no para las solicitaciones de momentos de servicio; para eso, debemos calcular el momento de agrietamiento de la sección y compararlo con el momento de servicio aplicado en las secciones de momento positivo y negativo. Si tomamos como ejemplo el segundo tramo, entre los ejes 2 y 3 de la Figura 10, se obtienen los momentos de agrietamiento y momentos de servicio de los análisis visualizados en la Tabla 19.

Tabla 19.- Verificación del fisuramiento de la sección por cargas de servicio.

M agrietamiento (ton.m)	M servicio (ton.m)	¿Sección fisurada?
Mcr - = 0.50	Mserv - = 0.48	NO
Mcr + = 0.26	Mserv + = 0.38	SI
Mcr - = 0.50	Mserv - = 0.56	SI

En el caso que la sección se encuentre fisurada ante cargas de servicio, se deberá usar la inercia fisurada de la sección; sin embargo, la sección es una T y tendremos inercias agrietadas diferentes para la tracción en la parte superior e inferior a lo largo del tramo. Por esta razón, la Norma permite calcular una inercia efectiva promedio que depende de la inercia en la parte central del tramo y la inercia en un extremo continuo de este. La inercia efectiva promedio se calcula con la siguiente fórmula, para elementos continuos en ambos extremos:

$$Ie \text{ promedio} = \frac{Ie1 + Ie2 + 2 \cdot Ie3}{4}$$

Donde $Ie1$ y $Ie2$ son las inercias de la sección en los bordes continuos e $Ie3$ es la inercia en la sección central del tramo.

Las deflexiones son de dos tipos, dependiendo del tiempo en el que se desarrollan; existen las deflexiones inmediatas y las deflexiones diferidas. Las primeras se hallan del análisis elástico del tramo y se toma el mayor valor de flecha; las segundas se desarrollan en el tiempo por el flujo plástico del concreto y la contracción del secado.

Las deflexiones diferidas se calculan multiplicando las deflexiones inmediatas y el siguiente factor calculado según la Norma:

$$\Delta = \frac{\varepsilon}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

$\varepsilon = 2$ (la carga actúa más de 5 años)

$\rho' =$ cuantía del acero en compresión al centro de la luz

$$\Delta = \frac{2}{1 + 50 \cdot 0}$$

$$\Delta = 2$$

Deflexión inmediata por carga muerta

$$I_{cm} = 0.41 \text{ cm}$$

Deflexión inmediata por carga viva

$$I_{cv} = 0.13 \text{ cm}$$

Deflexión diferida por carga muerta

$$D_{cm} = 0.82 \text{ cm}$$

Deflexión diferida por carga viva (25%)

$$D_{cv} = 0.08 \text{ m}$$

Deflexión total

$$\text{Deflexión total} = I_{cm} + I_{cv} + D_{cm} + D_{cv}$$

$$\text{Deflexión total} = 1.44 \text{ cm}$$

La deflexión total calculada se debe comparar con el límite de la deflexión en relación a la luz del tramo. Para el caso en análisis, se toma en cuenta el segundo criterio, ya que el aligerado en cuestión no soporta elementos no estructurales como tabiques.

$$I_{cv} = 0.13 \text{ cm} < \frac{L = 475}{360} = 1.32 \text{ cm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$\text{Deflexión total} = 1.44 \text{ cm} < \frac{L = 475}{250} = 1.90 \text{ cm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

De esta manera, podemos comprobar que no tendremos problemas por deflexiones excesivas, esto se podría esperar ya que tomamos en cuenta las recomendaciones de la Norma en la etapa de predimensionamiento de losas. Además, en esta sección podemos notar que el acero instalado tiene influencia en el control de las deflexiones, ya que se toma en cuenta para el

cálculo de la inercia efectiva de las secciones. La Figura 15 muestra el esquema final de diseño del aligerado en una dirección.

Esquema del diseño final del aligerado

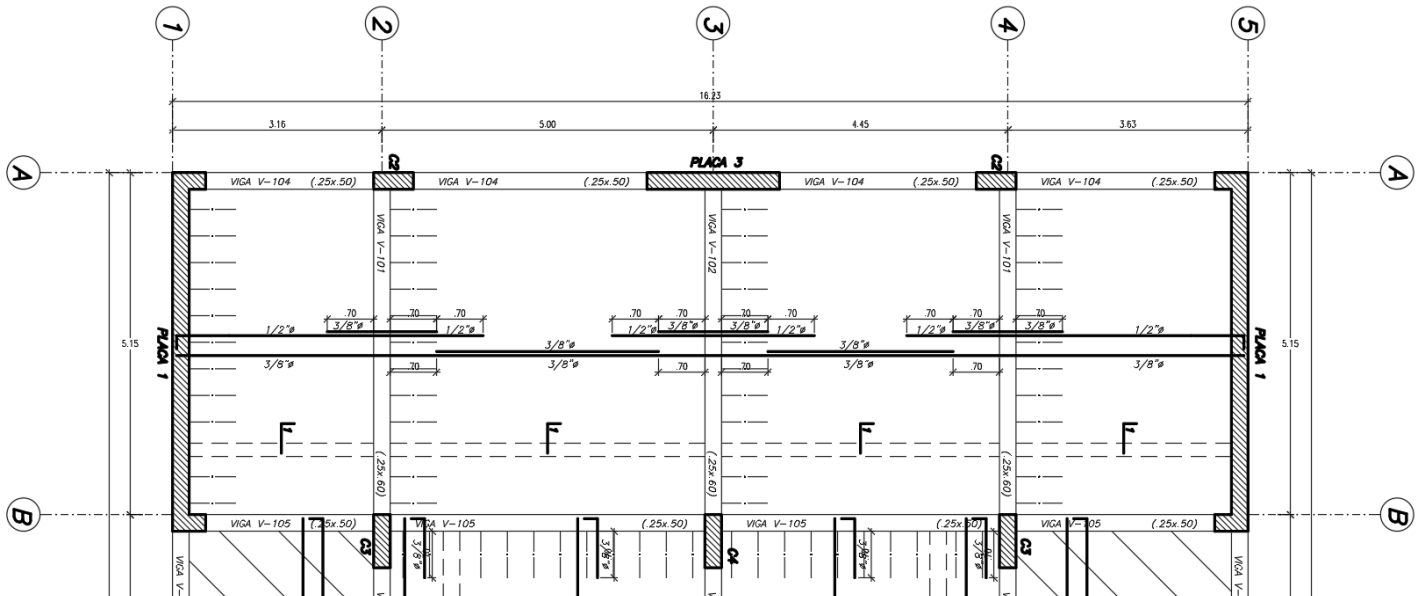


Figura 15.- Armado de vigueta típica de losa aligerada de 20 cm de espesor.

- **Losa aligerada en dos direcciones**

Como se mencionó anteriormente, las losas aligeradas pueden tener un comportamiento en dos direcciones y se emplean en paños de dimensiones de largo y ancho parecidas. A diferencia de las losas que trabajan en una dirección, el análisis se desarrolla con un modelo bidimensional y por franjas unitarias.

Las condiciones de borde de los paños de losa dependen de la continuidad en sus lados. La presente sección muestra el procedimiento de modelamiento, análisis y diseño del paño comprendido entre los ejes 3 y 5 con D y E. La ubicación del paño en análisis se muestra a continuación en la Figura 16.

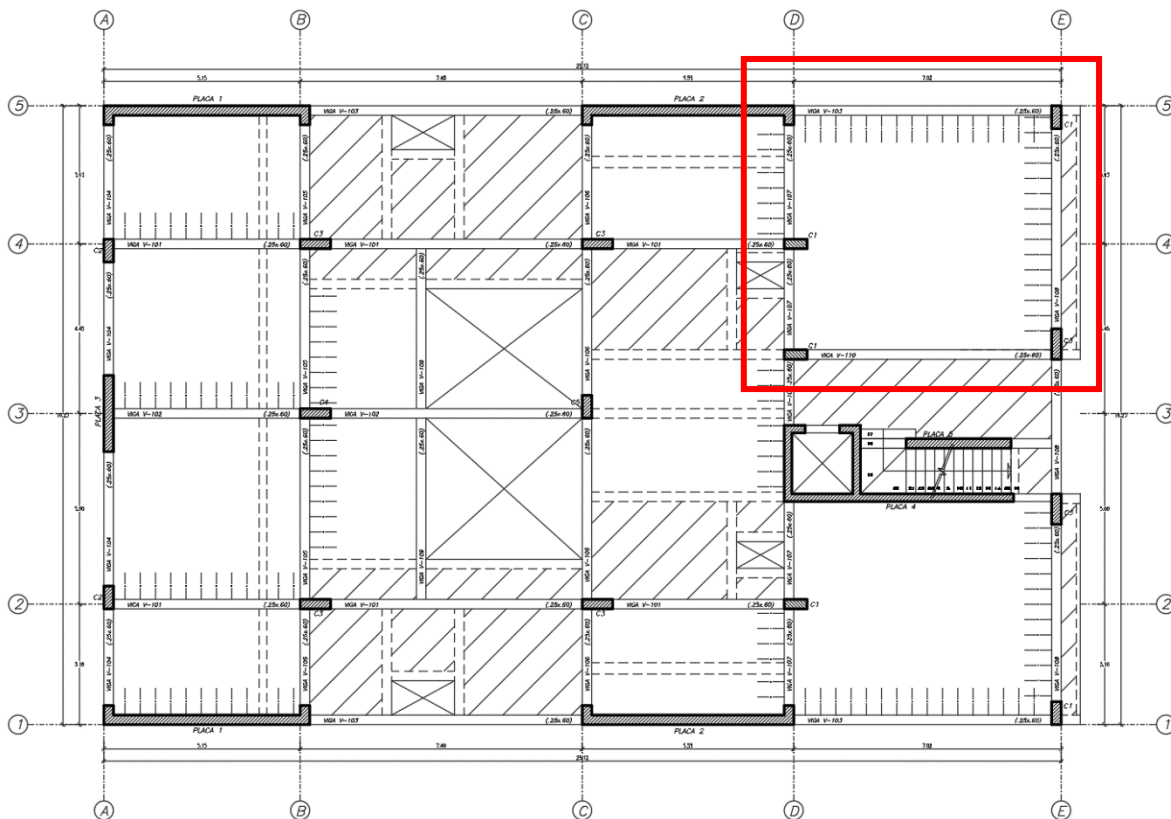


Figura 16.- Paño aproximadamente cuadrado a diseñar en la presente sección.

Metrado de cargas

La losa aligerada elegida pertenece al techo de la zona de la sala comedor y consta de un paño con dos bordes continuos y dos bordes libres. Las condiciones de borde del paño serán importantes para determinar los coeficientes del Método de coeficientes descrito en la Norma E.060 para el análisis simplificado.

Las cargas que actúan en la losa son cargas muertas y cargas vivas, las cuales son peso propio, piso terminado, y sobrecarga. El comportamiento del paño será como un elemento bidimensional; los momentos por flexión y cortantes los obtendremos empleando el Método de coeficientes de la Norma. A continuación, la Figura 17 muestra la idealización del paño por diseñar.

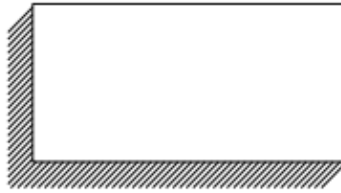


Figura 17.- Idealización del paño de aligerado en dos direcciones para el análisis.

- **Carga muerta**

Peso propio (h=20 cm) $378 \text{ kg/m}^2 = 0.378 \text{ ton/m}^2$

Piso terminado (e=0.05 m) $100 \text{ kg/m}^2 = 0.1 \text{ ton/m}^2$

Carga muerta distribuida **$w_d = 0.478 \text{ ton/m}^2$**

- **Carga viva**

Sobrecarga (vivienda) $200 \text{ kg/m}^2 = 0.2 \text{ ton/m}^2$

Carga viva distribuida **$w_L = 0.2 \text{ ton/m}^2$**

- **Carga última**

Carga última distribuida **$w_u = 1.4 \times 0.478 + 1.7 \times 0.2 = 1.01 \text{ ton/m}^2$**

El análisis se realizó empleando el método de coeficientes para losas que trabajan en dos direcciones apoyadas en vigas o muros. Las secciones críticas para los momentos de flexión se desarrollan en la parte central del paño para los momentos positivos y en la parte de los bordes del paño para los momentos negativos. Los momentos se calculan mediante las siguientes formulaciones descritas en la Norma:

$$M_a = C_a \cdot w_u \cdot A^2$$

$$M_b = C_b \cdot w_u \cdot B^2$$

- A: Luz libre en la dirección corta.
 B: Luz libre en la dirección larga.
 Ma: Momento de flexión en la dirección A.
 Mb: Momento de flexión en la dirección B.
 Ca: Coeficiente de momentos para la dirección corta.
 Cb: Coeficiente de momentos para la dirección larga.
 wu: Carga última repartida en el área de la losa.

A continuación, se muestran los momentos que resultan del análisis bidimensional de la losa en dos direcciones empleando el método de coeficientes en la Figura 18.

Momento negativo

$$Ca = 0.06 \quad Cb = 0.04 \quad wu = 1.01 \text{ ton/m}^2$$

$$Ma = 0.06 \cdot 1.01 \cdot 6.15^2 = 2.29 \text{ ton.m/m}$$

$$Mb = 0.04 \cdot 1.01 \cdot 6.77^2 = 1.85 \text{ ton.m/m}$$

Momento positivo debido a carga muerta

$$Ca = 0.033 \quad Cb = 0.022 \quad wud = 0.669 \text{ ton/m}^2$$

$$Ma = 0.033 \cdot 0.669 \cdot 6.15^2 = 0.835 \text{ ton.m/m}$$

$$Mb = 0.022 \cdot 0.669 \cdot 6.77^2 = 0.675 \text{ ton.m/m}$$

Momento positivo debido a carga viva

$$Ca = 0.039 \quad Cb = 0.026 \quad wul = 0.34 \text{ ton/m}^2$$

$$Ma = 0.039 \cdot 0.34 \cdot 6.15^2 = 0.502 \text{ ton.m/m}$$

$$Mb = 0.026 \cdot 0.34 \cdot 6.77^2 = 0.405 \text{ ton.m/m}$$

Momento positivo total

$$Ma = 0.835 + 0.502 = 1.34 \text{ ton.m/m}$$

$$Mb = 0.675 + 0.405 = 1.08 \text{ ton.m/m}$$

Los momentos positivos y negativos antes calculados tienen unidades de m/m, estos valores los multiplicamos por el ancho tributario de 0.40 m. para obtener lo momentos en una vigueta para cada dirección. A continuación, la Figura 18 muestra gráficamente los resultados del análisis.

$$Ma+= 1.34 \cdot 0.40 = 0.54 \text{ ton.m}$$

$$Ma-= 2.29 \cdot 0.40 = 0.92 \text{ ton.m}$$

$$Mb+= 1.08 \cdot 0.40 = 0.43 \text{ ton.m}$$

$$Mb-= 1.85 \cdot 0.40 = 0.74 \text{ ton.m}$$

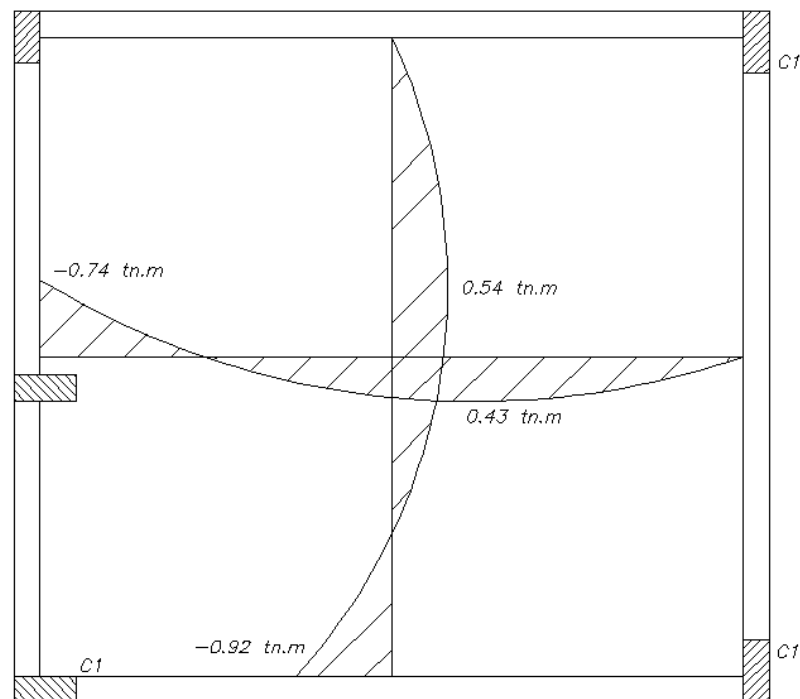


Figura 18.- Resultados del análisis.

Diseño por flexión

El diseño por flexión se realizó tomando los momentos últimos positivos y negativos del análisis anterior y según estos se calculó el acero requerido para un ancho tributario de 0.40 m de losa. Luego, se eligen las barras necesarias para cubrir la demanda de acero requerido para ambos sentidos, teniendo en cuenta que corremos longitudinalmente una barra como refuerzo positivo y colocamos bastones de acero en la parte superior de la sección como

refuerzo negativo. A continuación, se muestra en las Tablas 20 y 21, los momentos últimos positivos y negativos, los cálculos parciales y el área de acero necesario.

Tabla 20.- Áreas de acero calculadas según momentos últimos en dirección Y obtenidos del análisis.

Momento último (Mu)	As requerido (cm2)	Barras de acero	As instalado (cm2)
Mua+ = 0.54	0.85	1ø1/2"	1.29
Mua- = 0.92	1.61	1ø1/2" + 1ø3/8"	2.00

Tabla 21.- Áreas de acero calculadas según momentos últimos en dirección X obtenidos del análisis.

Momento último (Mu)	As requerido (cm2)	Barras de acero	As instalado (cm2)
Mub+ = 0.43	0.68	1ø3/8"	0.71
Mub- = 0.74	1.26	1ø1/2"	1.29

Diseño por corte

Siguiendo el procedimiento de la sección anterior, la fuerza cortante deberá ser soportada íntegramente por el concreto. La sección crítica para fuerza cortante se da a d (peralte efectivo) de la cara de los apoyos de los bordes. En el caso de que la sección T no sea capaz de soportar las sollicitaciones, entonces se recurre al ensanchamiento por cortante en los extremos del paño. A continuación, se muestran los resultados de las fuerzas cortantes del análisis, la fuerza cortante máxima resistente de la sección y el déficit, si hubiera.

$$V = w \cdot \left(\frac{A}{2} - d\right) \cdot \left(1 - \frac{A}{2 \cdot B}\right)$$

A: Luz libre en la dirección corta.

B: Luz libre en la dirección larga.

wu: Carga última repartida en el área de la losa.

d: Peralte efectivo

$$V = 1.01 \cdot \left(\frac{6.15}{2} - 0.17 \right) \cdot \left(1 - \frac{6.15}{2 \cdot 6.77} \right) = 1.60 \text{ tn}$$

Resistencia del concreto a fuerza cortante

$$\phi Vc = 1.1 \cdot 0.53 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

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

Como la fuerza cortante última es mayor a la capacidad resistente de la losa a corte, entonces será necesario realizar ensanches alternados a los bordes de los paños, así la nueva resistencia de la losa a corte se calculará de la siguiente manera; el esquema final se muestra en la Figura 19.

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

$$\phi Vc = 1.1 \cdot 0.53 \cdot 0.85 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 17 = 3.05 \text{ tn}$$

Armado final de losa en dos direcciones

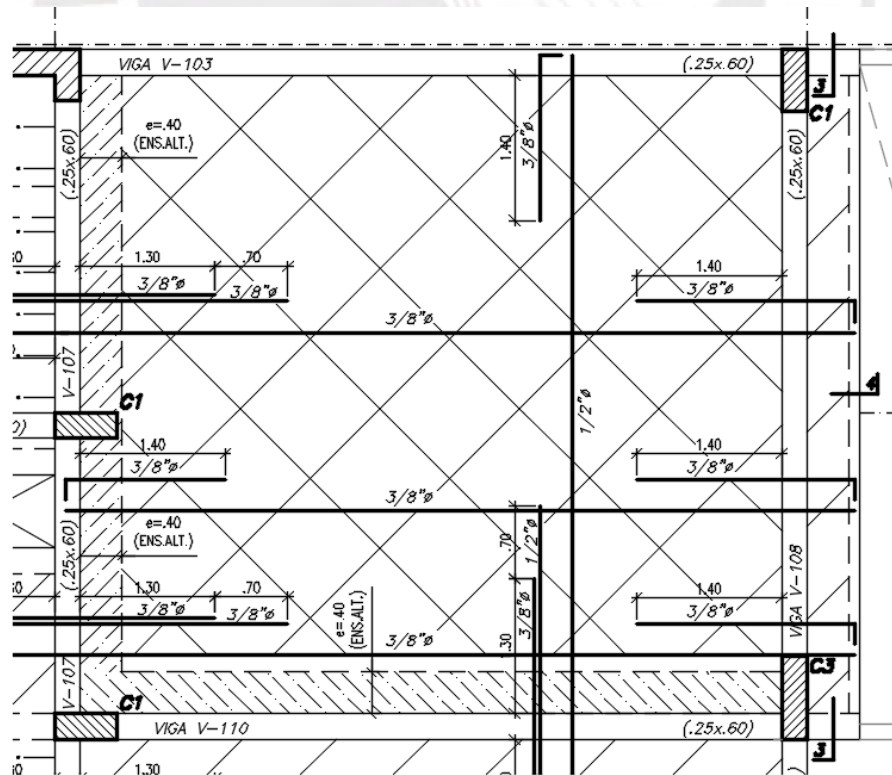


Figura 19.- Armado de viguetas típicas de losa aligerada de 20 cm de espesor en dos direcciones.

CAPÍTULO 5: DISEÑO DE VIGAS

Las vigas son elementos estructurales responsables de la transferencia de cargas de gravedad y de sismo desde las losas hacia las columnas y placas. Además, cumplen un rol importante en el control de los desplazamientos para el buen desempeño de la estructura cuando ocurre un sismo, esto debido a que conforman, en unión con las columnas o placas, los pórticos responsables de dotar de rigidez a la estructura global.

La sección de una viga se determina según la función que desempeñarán; así, existen muchos tipos de viga que se diferencian por el valor del peralte o altura; en este proyecto se usarán dos tipos. Las vigas que tienen una altura igual al espesor de la losa son llamadas vigas chatas, mientras que, las vigas que tienen una altura mayor al espesor de la losa son llamadas vigas peraltadas. El peralte es el responsable de dotar de rigidez al elemento viga ya que, al aumentarlo, manteniendo la base constante, se tiene una inercia mayor, lo cual se refleja en una mayor rigidez a flexión; esta rigidez mantendrá un nivel aceptable de las deflexiones y aportará rigidez a los pórticos.

Vigas chatas

Las vigas chatas son elementos estructurales que tienen el mismo espesor de las losas en las cuales se encuentran embebidas y que no tienen una función sismorresistente sino de cargas de gravedad. Su principal función es la de cargar a los tabiques que se encuentran orientados en la misma dirección que las losas aligeradas, ya que una vigueta de losa no sería capaz de soportarlos, aunque también pueden usarse como parte de un pórtico cuando la arquitectura no permita peraltarlas.

Las vigas chatas tienen una sección transversal acorde a la carga que soportará, es decir, el alto viene determinado por la altura de la losa, pero el ancho se determina a partir de la capacidad resistente a cortante que necesite debido a la carga que soporta. A continuación, se

muestra en la Figura 20, la viga chata, dimensionada con 20 x 20 cm de sección, elegida para el análisis y diseño.

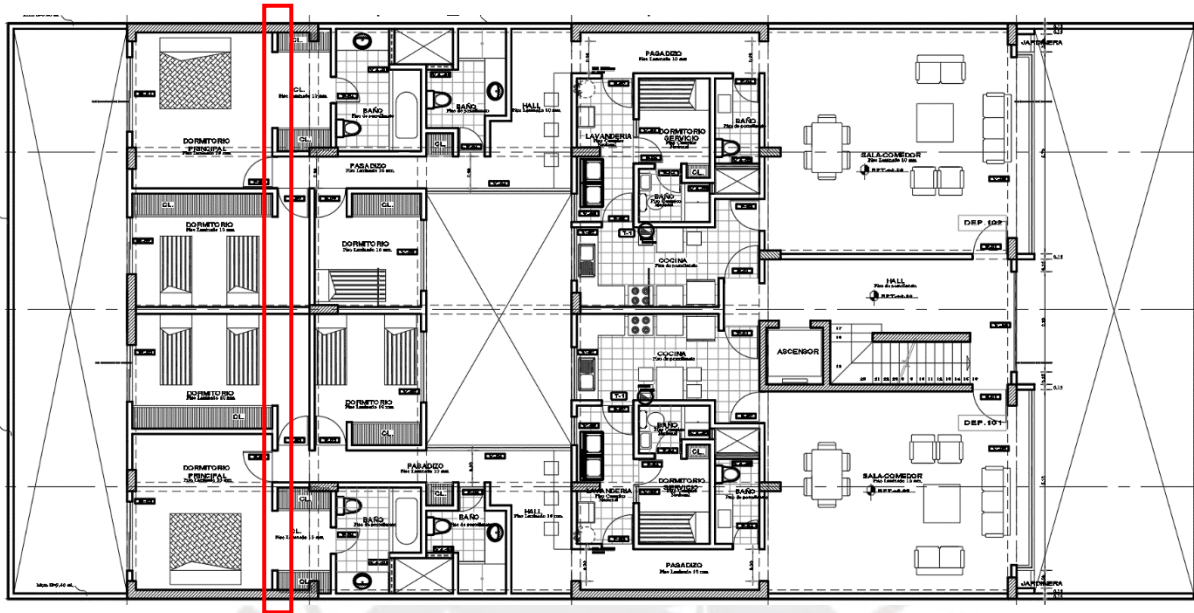


Figura 20.- Zona de viga chata que soporta tabiques.

Metrado de cargas

- Carga muerta

Peso propio (h=20 cm) $2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.2 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} = 0.096 \text{ ton/m}$

Tabique (h=2.55 m.) $1.8 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.55 \text{ m} = 0.689 \text{ ton/m}$

Carga muerta distribuida **$w_d = 0.096 \text{ ton/m}$ (zonas sin tabique)**

$w_d = 0.689 + 0.096 = 0.785 \text{ ton/m}$ (zonas con tabique)

- Carga última

Carga última distribuida **$w_u = 1.4 \times 0.096 = 0.134 \text{ ton/m}$ (zonas sin tabique)**

$w_u = 1.4 \times 0.785 = 1.10 \text{ ton/m}$ (zonas con tabique)

A continuación, se muestran los resultados del análisis de la viga chata sometida a las fuerzas antes descritas amplificadas, se diseñará con los casos más desfavorables de momentos y cortantes en cada tramo; las Figuras 21 y 22 muestran estos resultados y las Tablas 22 y 23 los diseños por flexión de los mismos.

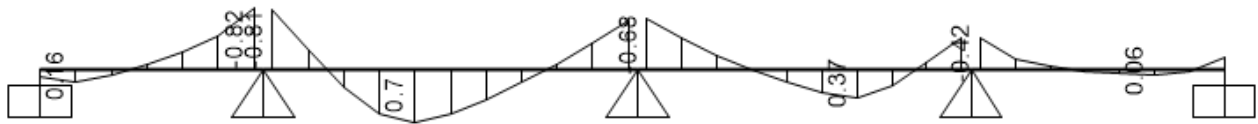


Figura 21.- Diagrama de momentos flectores para la viga chata.

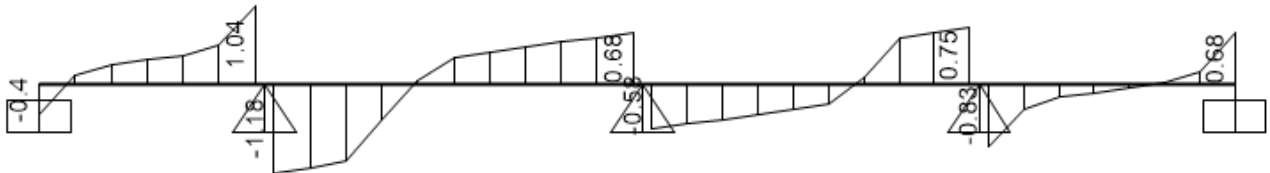


Figura 22.- Diagrama de fuerzas cortantes para la viga chata.

Tabla 22.- Áreas de acero calculadas según momentos positivos obtenidos del análisis.

M+ (ton.m)	As req.(cm ²)	Acero	As colocado (cm ²)
0.16	0.82	2ø3/8"	1.42
0.7	1.13	2ø3/8"	1.42
0.37	0.82	2ø3/8"	1.42
0.06	0.82	2ø3/8"	1.42

Tabla 23.- Áreas de acero calculadas según momentos negativos obtenidos del análisis.

M- (ton.m)	As req.(cm ²)	Acero	As colocado (cm ²)
0.82	1.34	2ø3/8"	1.42
0.68	1.10	2ø3/8"	1.42
0.83	1.36	2ø3/8"	1.42

Diseño por cortante

Las fuerzas cortantes serán resistidas por el concreto y el acero transversal colocado, en caso no se cumpla con la resistencia requerida, se cambiará el ancho de la sección para llegar

al mínimo requerido. La resistencia a cortante para la sección de 20 x 20 cm, se presenta a continuación.

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

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 20 \cdot 17 = 2.22 \text{ ton}$$

Los resultados de fuerzas cortantes del análisis se comparan con la resistencia ϕV_c antes calculada; la sección crítica de cortante se da a d (17 cm) de la cara del apoyo. La viga chata analizada presenta las mayores fuerzas cortantes en sus apoyos; la Tabla 24 resume los resultados obtenidos.

Tabla 24.- Fuerza cortante resistente versus fuerza cortante solicitada última.

Apoyo	ϕV_c (ton)	V_u (ton)
1	2.22	0.21
2	2.22	1.15
3	2.22	0.66
4	2.22	0.66
5	2.22	0.49

De la tabla anterior, el concreto es capaz de soportar las fuerzas cortantes últimas en las secciones críticas, el acero transversal será el mínimo para armado de las vigas.

Esquema del diseño final de la viga chata

En la Figura 23, podemos observar el armado de la viga chata en toda su longitud y el acero elegido.

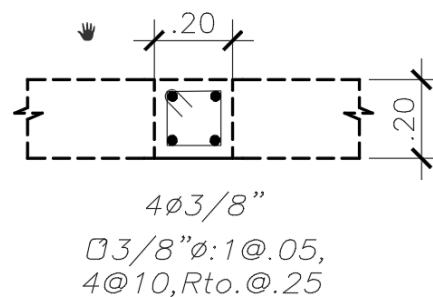


Figura 23.- Sección final de viga chata.

Vigas peraltadas

Como se mencionó anteriormente, las vigas peraltadas son aquellas que tienen la altura mayor al espesor de la losa cuya principal función es la de transmitir cargas a los elementos verticales y conformar los pórticos que aportarán rigidez a la estructura.

El peralte de una viga depende de las solicitaciones de resistencia y de servicio; esto es, resistir las fuerzas cortantes y momentos flectores de las combinaciones últimas y controlar las deflexiones en ella por acciones de cargas de gravedad.

El acero necesario para resistir las condiciones últimas y de servicio se reparte en toda la longitud y sección; se distribuye un área de acero longitudinal corrido, bastones longitudinales cuando se requiera para los momentos flectores y se refuerza transversalmente con estribos para soportar las solicitaciones de cortante. A continuación, la Figura 24 muestra una sección de ejemplo del presente proyecto el cual cuenta con secciones de viga de 25 x 60 cm.

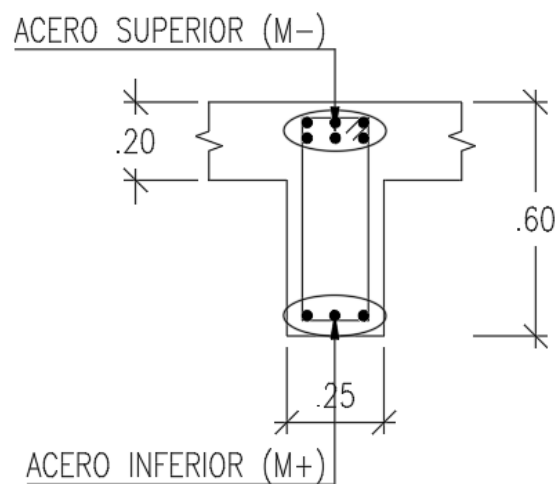


Figura 24.- Sección típica de viga peraltada.

Procedimiento de diseño de vigas peraltadas

Procederemos a diseñar las vigas peraltadas V-101 Y V-106 del presente proyecto, ambas vigas pertenecen a pórticos principales que resisten fuerzas sísmicas en las direcciones X e Y, respectivamente. Estas vigas soportan cargas sísmicas y de gravedad, aunque no presentan una predominancia de comportamiento entre estas opciones.

En primer lugar, se realizará un metrado para las cargas muertas y vivas. Este metrado se realizará tomando en cuenta el área tributaria para la ubicación de la viga y los elementos que carga. Las cargas muertas que soportan las vigas son su peso propio, el peso de las losas, el peso de los tabiques, el piso terminado, entre otras. Las cargas vivas se calcularán según el área tributaria y la sobrecarga que soportan las losas.

Finalmente, se sumarán a las cargas anteriores las producidas por el sismo, las cuales tendrán mayores efectos según el peralte de los elementos y la vinculación de estos a elementos verticales con gran participación sísmica como las placas y columnas que conforman pórticos.

Metrado de cargas

La primera viga que se va a analizar es la viga V-101, la cual tiene tres tramos y está vinculada a columnas que en conjunto forman un pórtico con participación sísmica. La viga V-101 tiene una sección de 25x60 cm y está orientada en la dirección X, por lo cual soportará acciones sísmicas del caso de carga del sismo en esa dirección. La segunda viga que se analizará será la viga V-106, la cual tiene 4 tramos y tendrá un comportamiento sísmico predominante; esta viga está orientada en la dirección Y y está predimensionada con una sección de 25x60 cm.

Se realizó un modelo en el programa de cálculo estructural ETABS, tomando la idealización de la Norma; se empotraron las columnas de los niveles adyacentes para el caso de análisis por cargas de gravedad. Por otro lado, los resultados del sismo se extraen del modelo

completo realizado en secciones anteriores. A continuación, las Figuras 25 y 26 muestran la ubicación de las vigas en análisis y sus idealizaciones, respectivamente.

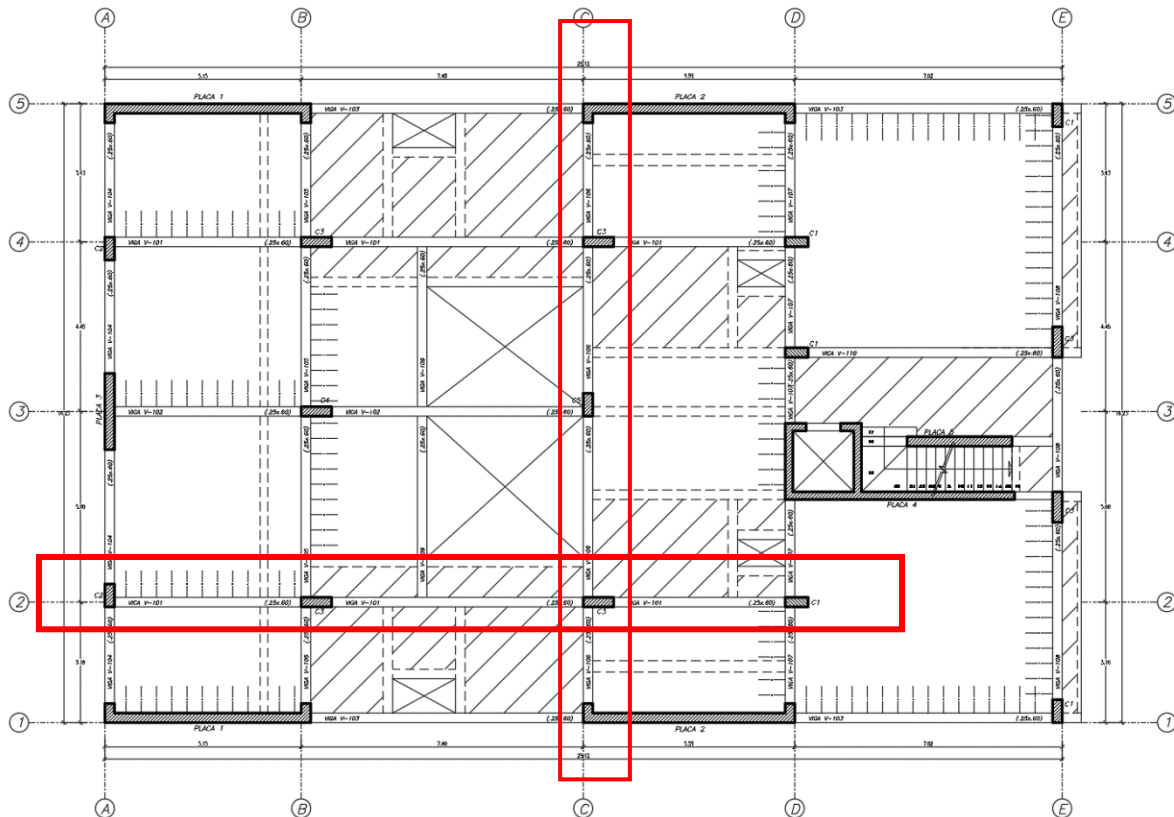


Figura 25.- Ubicación de viga peraltada V-101 (horizontal) y V-106 (vertical) a diseñar.

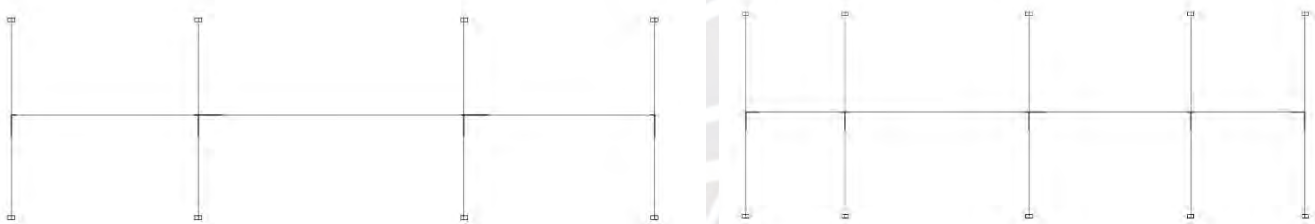


Figura 26.- Idealización de viga peraltada V-101 (izquierda) y viga V-106 (derecha).

VIGA V-101

- Carga muerta

Todos los tramos:

- Peso propio (Viga 25x60) $2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} = 0.36 \text{ ton/m}$

Tramo 1:

- Piso terminado (e=0.05 m) $0.1 \text{ ton/m}^2 \times 4.02 \text{ m} = 0.4 \text{ ton/m}$
- Losa aligerada (e=0.20 m) $0.3 \text{ ton/m}^2 \times 3.77 \text{ m} = 1.13 \text{ ton/m}$
- Viga chata (Sección 30x20) 1.78 ton
- Tabique paralelo (h=2.55 m) 0.47 ton/m
- Tabique (h=2.55 m) $1.8 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.10 \text{ m} = 0.57 \text{ ton/m}$

Carga muerta distribuida **w_d = 2.46 ton/m**

Carga muerta puntual **w_D = 1.78 ton**

Tramo 2:

- Piso terminado (e=0.05 m) $0.1 \text{ ton/m}^2 \times 1.4 \text{ m} = 0.14 \text{ ton/m (trap.)}$
- Losa maciza (e=0.20 m) $2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.20 \text{ m} \times 0.43 \text{ m} = 0.2 \text{ ton/m}$
 $2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.20 \text{ m} \times 1.4 \text{ m} = 0.67 \text{ ton/m (trap.)}$
- Tabique (h=2.55 m) $1.8 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.10 \text{ m} = 0.57 \text{ ton/m}$
 $0.49 \text{ ton/m}^2 \times 1.4 \text{ m} = 0.69 \text{ ton/m (trap.)}$
- Viga V-109 (Sección 25x60) 4.38 ton
-

Carga muerta distribuida **w_d = 0.93 ton/m**

w_D = 1.50 ton/m (trap.)

Carga muerta puntual **w_D = 4.38 ton**

Tramo 3:

- Piso terminado (e=0.05 m) $0.1 \text{ ton/m}^2 \times 2.52 \text{ m} = 0.25 \text{ ton/m (triang)}$
- Losa maciza (e=0.20 m) $2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.20 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} = 1.21 \text{ ton/m}$

(triang.)

- Tabique (h=2.55 m) $0.49 \text{ ton/m}^2 \times 2.525 \text{ m} = 0.69 \text{ ton/m}$

Carga muerta distribuida

wD = 0.36 ton/m**wD = 2.15 ton/m (triang.)**

- **Carga viva**

Tramo 1:

- Sobrecarga $0.2 \text{ ton/m}^2 \times 4.02 \text{ m} = 0.8 \text{ ton/m}$

Carga viva distribuida

wL = 0.8 ton/m

Tramo 2:

- Piso terminado (e=0.05 m) $0.2 \text{ ton/m}^2 \times 1.4 \text{ m} = 0.28 \text{ ton/m (trap.)}$
- Viga V-109 (Sección 25x60) 0.5 ton

Carga viva distribuida

wL = 0.08 ton/m**wL = 0.28 ton/m (trap.)**

Carga viva puntual

wL = 0.5 ton

Tramo 3:

- Piso terminado (e=0.05 m) $0.2 \text{ ton/m}^2 \times 2.52 \text{ m} = 0.5 \text{ ton/m (triang.)}$

Carga viva distribuida

wD = 0.5 ton/m (triang.)**V-106**

- **Carga muerta**

Todos los tramos:

- Peso propio (Viga 25x60) $2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} = 0.36 \text{ ton/m}$

Tramo 1:

- Piso terminado (e=0.05 m) $0.1 \text{ ton/m}^2 \times 2.5 \text{ m} = 0.25 \text{ ton/m}$
 $0.1 \text{ ton/m}^2 \times 1.4 \text{ m} = 0.14 \text{ ton/m (triang.)}$
- Losa aligerada (e=0.20 m) $0.3 \text{ ton/m}^2 \times 2.5 \text{ m} = 0.76 \text{ ton/m}$
- Losa maciza (e=0.20 m) $2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.20 \text{ m} \times 1.4 \text{ m} = 0.67 \text{ ton/m}$
(triang.)
- Viga chata (Sección 30x20) 1.78 ton
- Tabique (h=2.20 m) $1.8 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.20 \text{ m} = 0.59 \text{ ton/m}$
- Tabique paralelo (h=2.20 m) 0.64 ton/m

Carga muerta distribuida

wD = 2.54 ton/m

wD = 0.81 ton/m (triang.)

Carga muerta puntual

wD = 1.79 ton

Tramo 2:

- Piso terminado (e=0.05 m) $0.1 \text{ ton/m}^2 \times 1.4 \text{ m} = 0.14 \text{ ton/m (trap.)}$
- Losa maciza (e=0.20 m) $2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.20 \text{ m} \times 0.43 \text{ m} = 0.2 \text{ ton/m}$
 $2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.20 \text{ m} \times 1.4 \text{ m} = 0.67 \text{ ton/m (trap.)}$
- Tabique (h=2.55 m) $1.8 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.10 \text{ m} = 0.57 \text{ ton/m}$
 $0.49 \text{ ton/m}^2 \times 1.4 \text{ m} = 0.69 \text{ ton/m (trap.)}$

Carga muerta distribuida

wD = 0.93 ton/m

wD = 1.50 ton/m (trap.)

Carga muerta puntual

wD = 4.38 ton

Tramo 3:

- Piso terminado (e=0.05 m) $0.1 \text{ ton/m}^2 \times 2.52 \text{ m} = 0.25 \text{ ton/m (triang.)}$

- Losa maciza ($e=0.20$ m) $2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.20 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} = 1.21 \text{ ton/m}$
(triang.)

- Tabique ($h=2.55$ m) $0.49 \text{ ton/m}^2 \times 2.525 \text{ m} = 0.69 \text{ ton/m}$

Carga muerta distribuida

$w_D = 0.36 \text{ ton/m}$

$w_D = 2.15 \text{ ton/m (triang.)}$

- **Carga viva**

Tramo 1:

- Sobrecarga $0.2 \text{ ton/m}^2 \times 4.02 \text{ m} = 0.8 \text{ ton/m}$

Carga viva distribuida

$w_L = 0.8 \text{ ton/m}$

Tramo 2:

- Piso terminado ($e=0.05$ m) $0.2 \text{ ton/m}^2 \times 1.4 \text{ m} = 0.28 \text{ ton/m (trap.)}$

Carga viva distribuida

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

$w_L = 0.28 \text{ ton/m (trap.)}$

Carga viva puntual

$w_L = 0.5 \text{ ton}$

Tramo 3:

- Piso terminado ($e=0.05$ m) $0.2 \text{ ton/m}^2 \times 2.52 \text{ m} = 0.5 \text{ ton/m (triang.)}$

Carga viva distribuida

$w_D = 0.5 \text{ ton/m (triang.)}$

Los resultados de fuerzas que se obtienen en la viga analizada se presentan a continuación, en forma de diagramas de fuerzas cortantes y momentos flectores. Los diagramas presentados son el resultado de la superposición de las solicitaciones por carga muerta, carga viva y sismo, amplificadas según las combinaciones últimas descritas en capítulos anteriores. Los valores de la envolvente resultante serán usados para el diseño del elemento.

Cabe resaltar, que para el diseño por fuerza cortante se deberá tomar los requisitos del capítulo 21 de la Norma de Concreto Armado E.060 y el diseño por capacidad. El diseño por capacidad se realiza para esperar que los elementos fallen por flexión antes que por corte; por esta razón, se dota al elemento de mayor capacidad por corte que la resultante de la envolvente. Los criterios usados para la obtención de la cortante por capacidad son los siguientes:

- La fuerza cortante del equilibrio que resulta del momento que provoca la formación de rótulas en el tramo de análisis (M_n) según el acero longitudinal instalado, sumado a la fuerza cortante producida por la combinación $1.25*(CM+CV)$.
- La fuerza cortante producida de la amplificación al sismo por 2.5 en todas las combinaciones de carga de la envolvente.

Se tomará como fuerza cortante de diseño la que resulte menor entre los dos criterios mencionados. La Figura 27 muestra gráficamente el diseño por capacidad descrito líneas arriba.

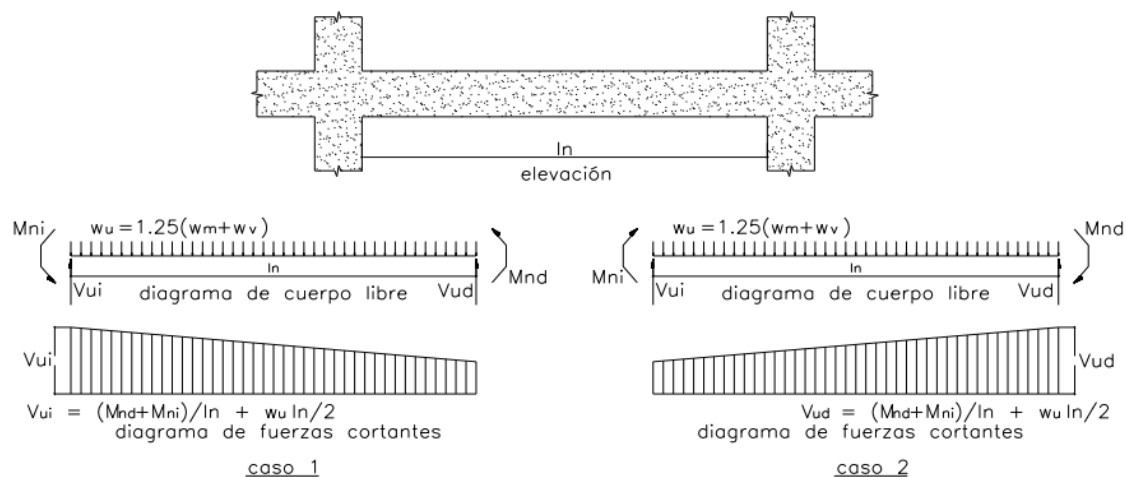


Figura 27.- Diseño por capacidad para el diseño por fuerza cortante.

Los diagramas de carga muerta, viva y sismo; así como la envolvente de las combinaciones últimas de las vigas analizadas se muestran en las Figuras 28 y 29.

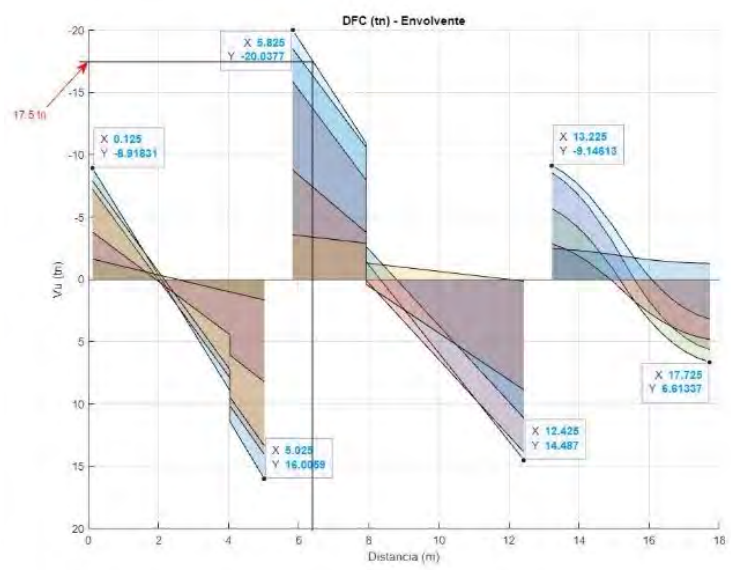
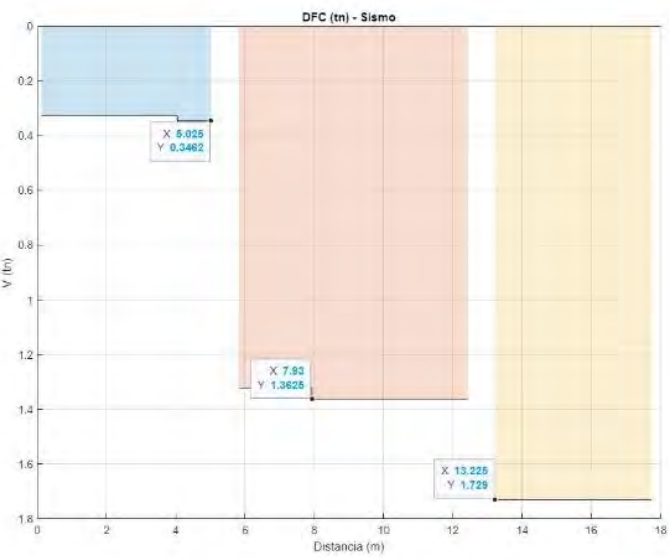
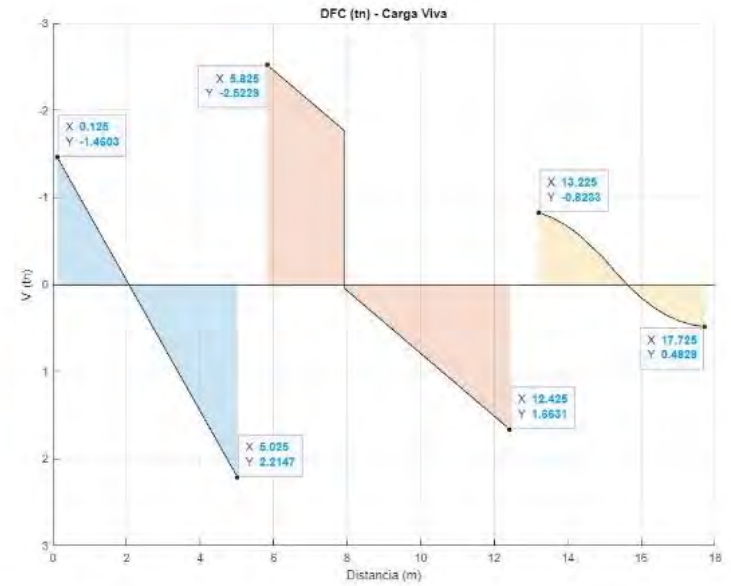
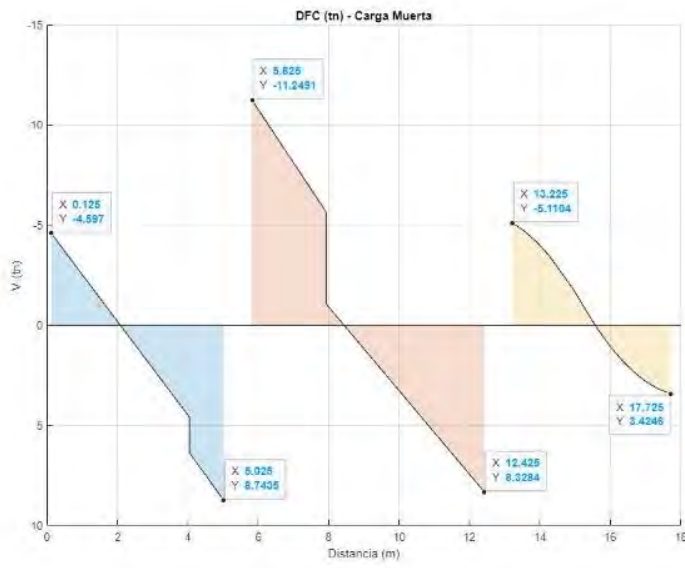


Figura 28.- Envoltorio de fuerzas cortantes (izquierda) y envoltorio de momentos flectores (derecha) para la viga de 3 tramos V-101 de 25x60 cm

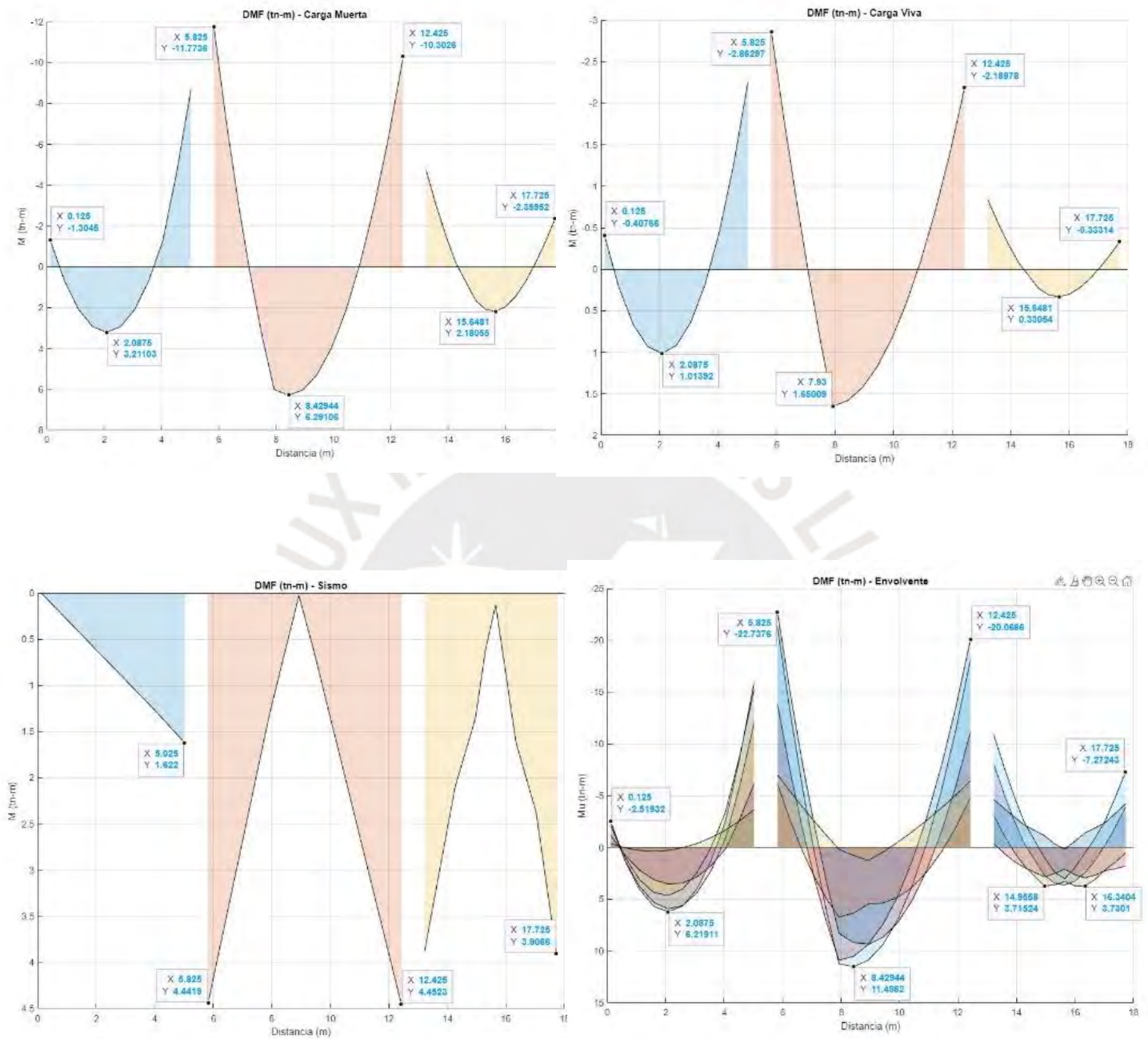


Figura 28.- Envoltura de fuerzas cortantes (izquierda) y envoltura de momentos flectores (derecha) para la viga de 3 tramos V-101 de 25x60 cm.

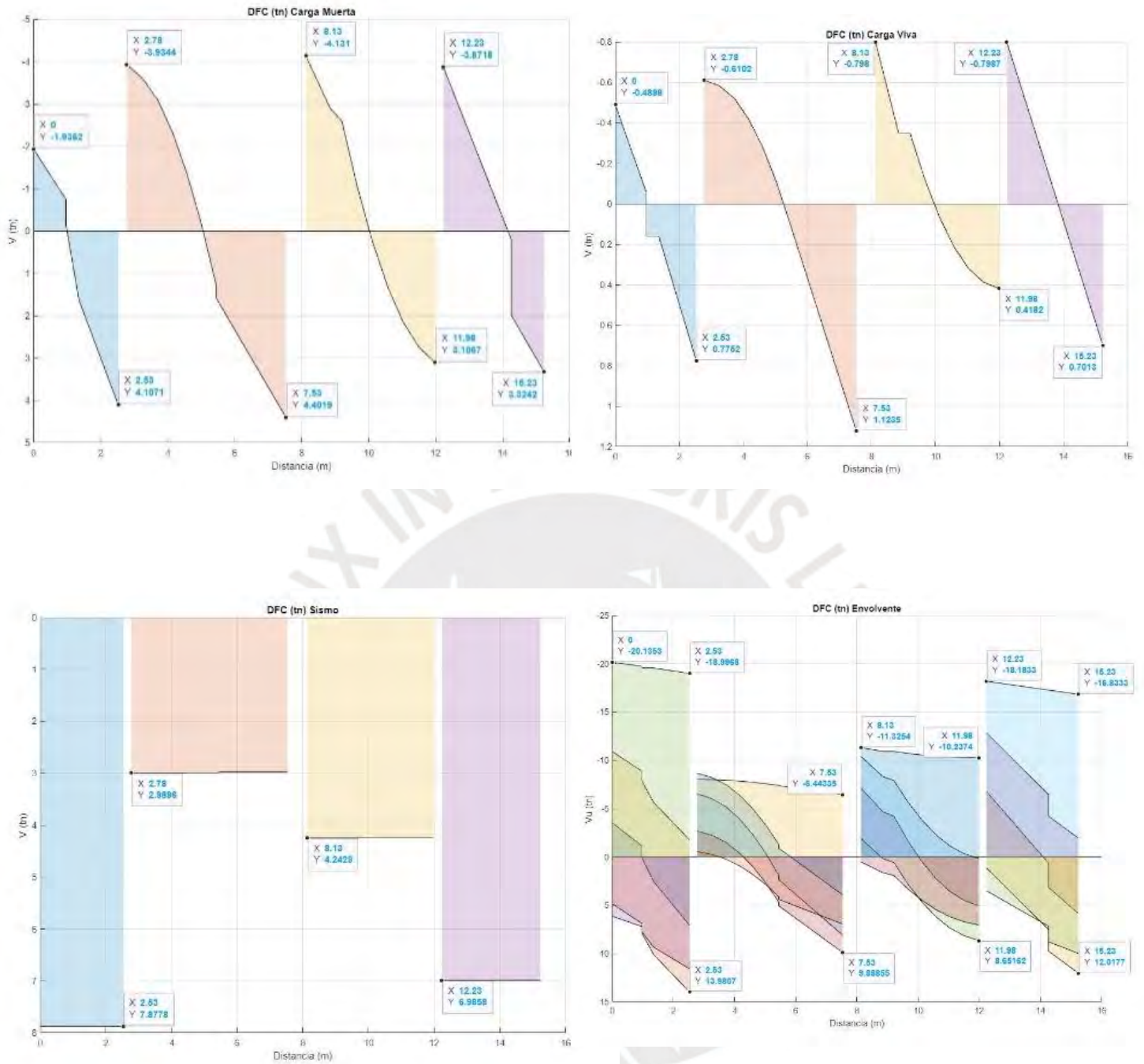


Figura 29.- Envolverte de fuerzas cortantes (izquierda) y envolverte de momentos flectores (derecha) para la viga de 4 tramos V-106 de 25x60 cm.

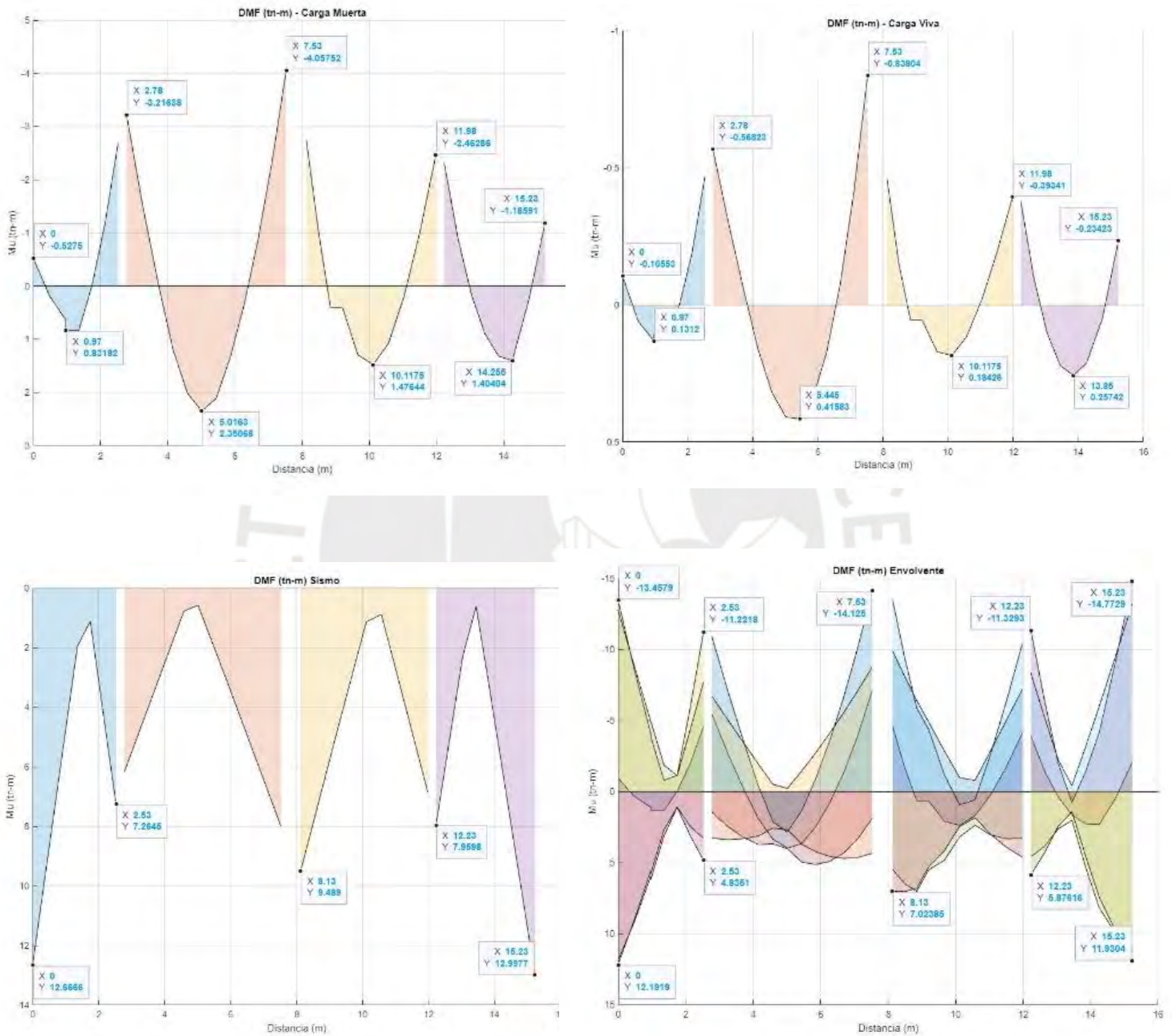


Figura 29.- Envolvente de fuerzas cortantes (izquierda) y envolvente de momentos flectores (derecha) para la viga de 4 tramos V-106 de 25x60 cm.

Diseño por flexión

El diseño por flexión se realizó determinando el área de acero necesario para resistir los esfuerzos de tracción por flexión en cada sección que presentará los momentos máximos negativos y positivos. Se evaluó que las áreas de acero calculadas por flexión cumplieran con el mínimo que pide la Norma, también se verificó que este valor no sobrepase la máxima área de acero permitida. A continuación, se muestra un ejemplo de las variables usadas para el cálculo de acero.

Viga V-101

Para el tramo 2, el momento negativo máximo en los apoyos $M_u^- = 22.74$ ton.m y el momento máximo positivo $M_u^+ = 11.50$ ton.m, obtenemos lo siguiente:

- Resistencia a la compresión del concreto $f'_c = 210$ kg/cm²
- Esfuerzo de fluencia del acero $f_y = 4200$ kg/cm²
- Ancho de la sección en compresión $b = 25$ cm (M+)
 $b = 25$ cm (M-)
- Altura de la sección $h = 60$ cm
- Peralte efectivo (2 capas) $d = 60 - 9 = 51$ cm
- Factor de reducción de resistencia $\phi = 0.9$ (flexión)
 $\phi = 0.85$ (cortante)

Luego, se calculan los límites de acero de la sección A_s mín y A_s máx.

Área de acero mínimo

$$A_s \text{ mín} = 0.7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d / f_y$$

$$A_s \text{ mín} = 2.66 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo

$$As_{\text{máx}} = 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c / fy$$

Donde β_1 es el factor que convierte el bloque de compresiones real al bloque de compresiones equivalentes del concreto y c es igual a la posición del eje neutro en una sección a flexión.

$$As_{\text{máx}} = 17.53 \text{ cm}^2$$

Seguido a esto se calcula el área de acero para los momentos últimos solicitados. En primer lugar, se calcula la profundidad del bloque de compresiones “a” con la siguiente ecuación.

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

$$a \text{ (momento negativo)} = 5.96 \text{ cm}$$

$$a \text{ (momento positivo)} = 12.68 \text{ cm}$$

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

$$As \text{ (momento negativo)} = 13.47 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ (momento positivo)} = 6.34 \text{ cm}^2$$

Las varillas de acero elegidas para el momento negativo del tramo 2 para la viga V-101 serán 2 ϕ 3/4” corridos más tres bastones 3 ϕ 3/4”, con lo cual tendríamos un área de acero instalado de 14.25 cm².

A continuación, se muestran los resultados del diseño de las vigas V-101 y V-106 sometidas a las fuerzas antes descritas amplificadas, se diseñará con los casos más desfavorables de momentos y cortantes en cada tramo; las Tablas 25 a 28 muestran los diseños por flexión de las vigas mencionadas.

VIGA V-101

Tabla 25.- Diseño para los momentos negativos de la viga V-101.

Tramo	M- (ton.m)	a (cm)	As req. (cm²)	Acero mínimo (cm²)	Acero elegido	As colocado (cm²)
1	-2.5	1.2	1.31	3.08	2ø3/4"	5.70
	-22.7	12.7	13.44	3.08	5ø3/4"	14.25
2	-22.7	12.7	13.44	3.08	5ø3/4"	14.25
	-20.1	11.0	11.69	3.08	5ø3/4"	14.25
3	-20.1	11.0	11.69	3.08	5ø3/4"	14.25
	-7.3	3.7	3.93	3.08	2ø3/4"	5.70

Tabla 26.- Diseño para los momentos positivos de la viga V-101.

Tramo	M+ (ton.m)	a (cm)	As req. (cm²)	Acero mínimo (cm²)	Acero elegido	As colocado (cm²)
1	6.2	2.9	3.12	3.08	2ø3/4"	5.70
2	11.50	5.9	6.34	3.08	2ø3/4" + 1ø5/8"	7.68
3	3.70	1.7	1.84	3.08	2ø3/4"	5.70

Viga V-106

Tabla 27.- Diseño para los momentos positivos de la viga V-106.

Tramo	M- (ton.m)	a (cm)	As req. (cm²)	Acero mínimo (cm²)	Acero elegido	As colocado (cm²)
1	-13.5	7.1	7.53	3.08	4ø5/8"	7.92
	-11.2	5.8	6.16	3.08	4ø5/8"	7.92
2	-11.2	5.8	6.16	3.08	4ø5/8"	7.92
	-14.1	7.4	7.89	3.08	4ø5/8"	7.92
3	-14.1	7.4	7.89	3.08	4ø5/8"	7.92
	-11.3	5.9	6.22	3.08	4ø5/8"	7.92
4	-11.3	5.9	6.22	3.08	4ø5/8"	7.92
	-14.8	7.8	8.32	3.08	5ø5/8"	9.90

Tabla 28.- Diseño para los momentos positivos de la viga V-106.

Tramo	M+ (ton.m)	a (cm)	As req. (cm²)	Acero mínimo (cm²)	Acero elegido	As colocado (cm²)
1	12.2	6.4	6.75	3.08	4ø5/8"	7.92
	4.8	2.4	2.55	3.08	2ø5/8"	3.97
2	4.8	2.4	2.55	3.08	2ø5/8"	3.97
	7.0	3.5	3.76	3.08	2ø5/8"	3.97
3	7.0	3.5	3.76	3.08	2ø5/8"	3.97
	5.9	3.0	3.15	3.08	2ø5/8"	3.97
4	5.9	3.0	3.15	3.08	2ø5/8"	3.97
	11.9	6.2	6.57	3.08	4ø5/8"	7.92

Además del cálculo del acero necesario, se debe cumplir con los requisitos de confinamiento para elementos que resistan fuerzas sísmicas los cuales se presentan a continuación:

- Mínimo dos barras continuas en la parte superior e inferior de la sección.
- El momento nominal desarrollado por las barras instaladas en el nudo en la parte inferior deben ser como mínimo la tercera parte del momento nominal que desarrollan las barras superiores.
- El momento nominal desarrollado en todas las secciones (superiores o inferiores) deben ser como mínimo lo desarrollado por el máximo momento nominal en cualquiera de los nudos entre 4.

Diseño por cortante

El diseño por corte se realiza tomando en cuenta el aporte del concreto de la sección y se complementa la resistencia a fuerza cortante con la instalación de acero transversal con los estribos. Las fuerzas cortantes últimas se extraen de la envolvente de fuerzas últimas o de los diagramas por las consideraciones de capacidad, la que resulte mayor; la fuerza cortante de diseño se evalúa a una distancia d (peralte efectivo) de la cara.

La resistencia suministrada por los estribos no debe superar al máximo permitido para la sección y deben existir estribos mínimos de montaje en caso el concreto sea capaz de absorber la fuerza cortante en su totalidad.

Procedimiento de diseño

Por ejemplo, si tomamos el tramo 1 de la viga V-106, tenemos como fuerza cortante de las combinaciones de diseño $V_u = 19.5$ toneladas; este valor debe ser comparado con las fuerzas cortantes de los criterios de capacidad. Cabe resaltar que la viga V-106 tiene un comportamiento predominantemente sísmico.

El primer criterio del diseño por capacidad describe que la fuerza de diseño resulta de amplificar 2.5 veces las fuerzas sísmicas. A continuación, la Figura 30 muestra el diagrama de fuerzas cortantes según el criterio descrito para la viga V-106, el cual nos resulta fuerza cortante de diseño de 24 toneladas.

$$Vu = 24 \text{ tn}$$

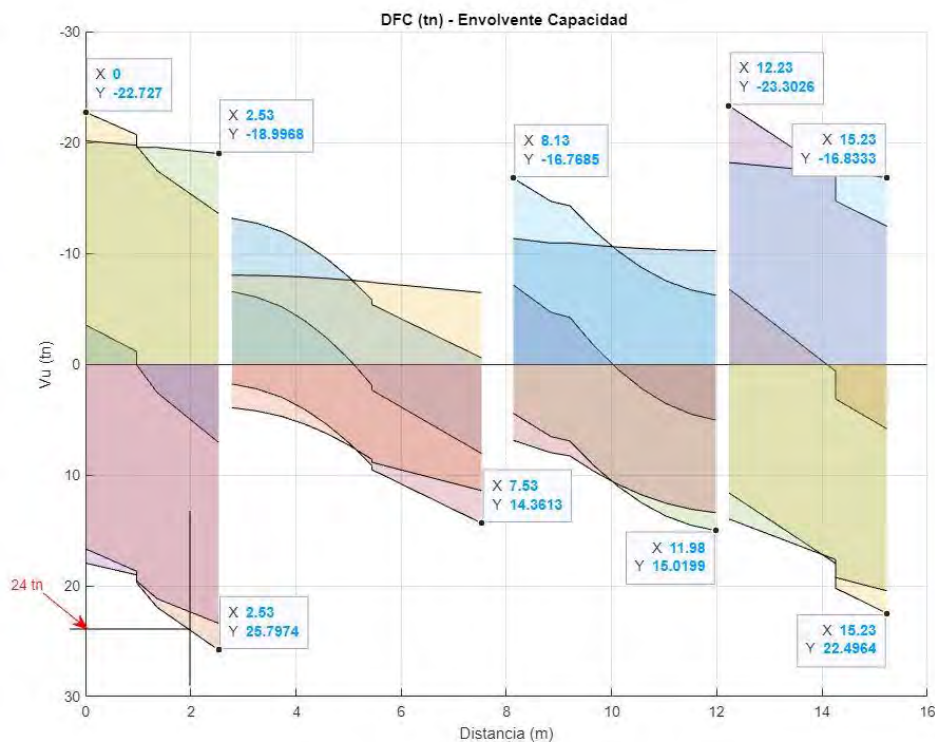


Figura 30.- Envoltorio de fuerzas cortantes amplificando el sismo al 2.5.

El segundo criterio para hallar la fuerza cortante por capacidad consiste en el cálculo de los momentos nominales de acuerdo al acero instalado por flexión y la fuerza cortante que producen por equilibrio. Además, se extrae la fuerza cortante producida por la combinación de carga muerta y carga viva amplificada 1.25 veces, cuando el tramo en análisis se encuentra simplemente apoyado en sus extremos. Los diagramas resultantes se superponen para obtener la fuerza cortante por capacidad. A continuación, la Figura 31, detalla los cálculos según el segundo criterio.

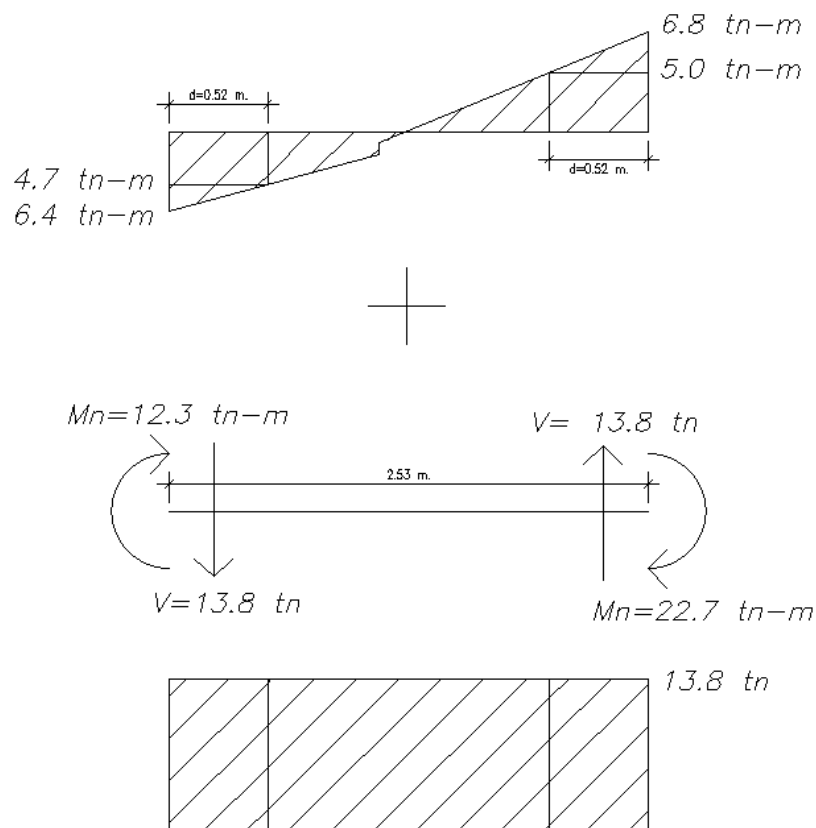


Figura 31.- Fuerza cortante de la combinación $1.25 \cdot (CM+CV)$ (arriba) y fuerza cortante del equilibrio de los momentos nominales (abajo).

De la figura anterior, podemos obtener la fuerza cortante por capacidad según el segundo criterio que resulta de la siguiente suma.

$$Vu = 5.0 + 13.8 = 18.8 \text{ tn}$$

Por lo tanto, comparando ambos valores por capacidad, elegimos el menor que sería 18.8 toneladas siempre que sea mayor a la fuerza cortante de las combinaciones de diseño, como la cortante que resulta de las combinaciones de diseño es mayor a los criterios por capacidad, la fuerza cortante de diseño final es 19.5 toneladas.

Resistencia que aporta el concreto de la sección

$$\Phi Vc = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

$$\Phi V_c = 8.5 \text{ tn}$$

Resistencia límite que puede aportar el acero transversal

$$\Phi V_s \text{ máx} = \Phi \cdot 2.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

$$\Phi V_s \text{ máx} = 33.6 \text{ tn}$$

Espaciamiento requerido usando estribos con área de 3/8" dispuestos transversalmente a la sección:

$$\Phi V_s \text{ req} = V_u - \Phi V_c$$

$$\Phi V_s \text{ req} = 11 \text{ ton}$$

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

$$s = 28.2 \text{ cm}$$

Del resultado anterior podemos concluir que en la sección crítica se necesita un espaciamiento de 25 cm entre estribos de 3/8"; sin embargo, será necesario cumplir también con las disposiciones del capítulo 21 de la Norma, donde se detallan los espaciamientos por confinamientos de nudos en elementos con responsabilidad sísmica. Los criterios se detallan a continuación:

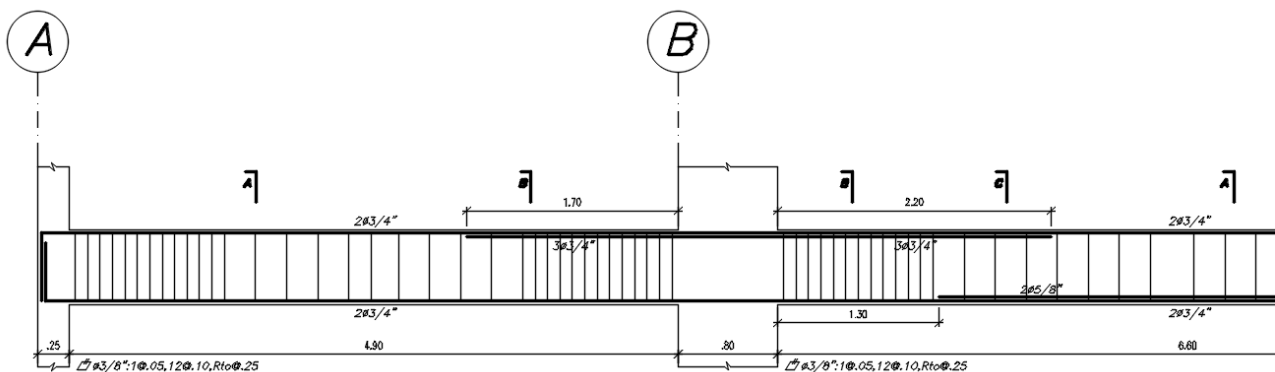
- El primer estribo debe ubicarse a 5 cm de la cara de la viga.
- La longitud de confinamiento debe ser por lo menos 2 veces la altura de la sección.
- Dentro de la longitud de confinamiento, el espaciamiento debe ser el menor de los siguientes:
 - d/4 o 15 cm
 - 10 veces db (longitudinal)
 - 24 veces db (estribo)

- 30 cm
- Fuera de la longitud de confinamiento el espaciado no debe ser mayor a la mitad del peralte efectivo (d).

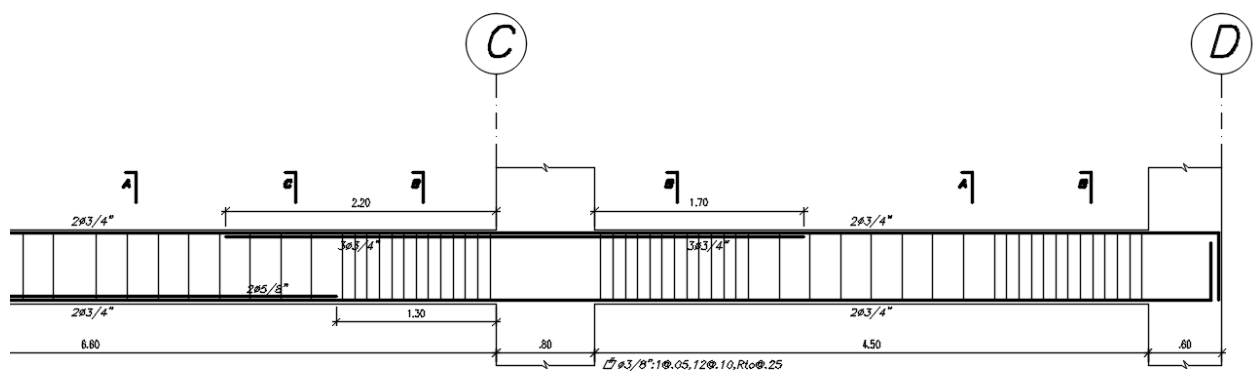
Siguiendo los criterios antes descritos, obtenemos la distribución final de los estribos en la longitud de la viga analizada.

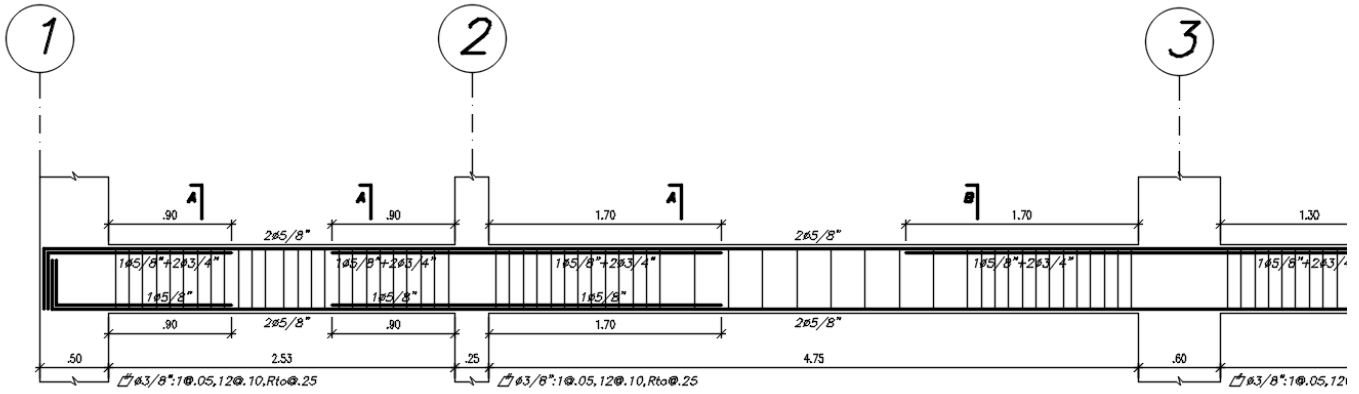
Estribos $\phi 3/8''$ 1 @ 0.05 m., 8 @ 0.15 m., Resto @ 0.25 m.

Armado final de vigas analizadas

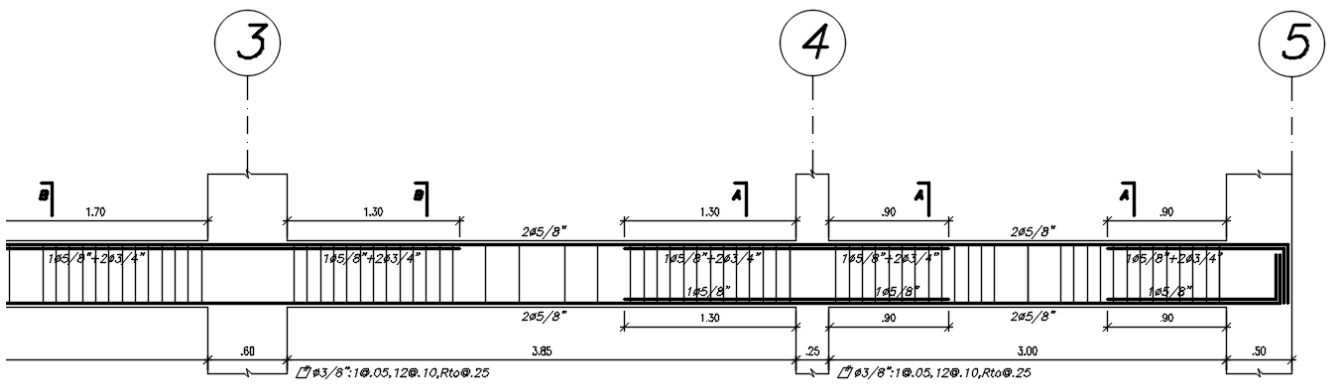


VIGA V-101(.25x.60)





VIGA V-106(.25x.60)



CAPÍTULO 6: DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son los elementos estructurales que se disponen verticalmente y tienen como principal función la de transferir las cargas provenientes de las losas y vigas hacia la cimentación. Estos elementos conforman pórticos junto con las vigas y placas para controlar los desplazamientos de la estructura ante las solicitaciones sísmicas. En muchos casos, son elementos que soportan principalmente cargas de gravedad, aunque también soportan fuerza sísmica pues, en este caso, la estructura cuenta con placas de concreto.

El proyecto de esta tesis presenta columnas que conforman pórticos importantes en la dirección del sismo en Y, ya que presenta menor cantidad de muro en esa dirección respecto a X; por otro lado, la dirección X tiene presencia de muros por que las columnas en esa dirección trabajarán por cargas de gravedad.

Las dimensiones escogidas para las columnas se obtienen de las solicitaciones por cargas de gravedad, mientras que la diferencia entre los lados de las columnas dependerá de la dirección donde se necesite un comportamiento sísmico de ellas.

Las columnas de este proyecto tienen secciones de 25x60, 25x80, etc. Se intentó mantener un ancho de 25 cm en algunas de las caras para que el encuentro con las vigas y placas, que también tienen ancho de 25 cm, no presente espacios sobresalientes. La longitud más larga de las columnas se dispuso en la dirección Y para obtener pórticos fuertes en esa dirección mediante el anclaje de las vigas en las columnas.

El diseño será por flexocompresión y las fuerzas cortantes se hallarán por los criterios de capacidad; partiremos de la cuantía mínima e iremos probando hasta obtener un diseño adecuado para las combinaciones de carga amplificadas. La sección típica de una columna y la distribución de acero se muestran en la figura 32.

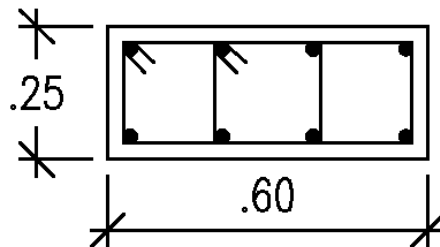


Figura 32.- Sección típica de columna y distribución de acero.

Procedimiento de diseño de una columna

Las cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores se obtendrán del análisis por cargas de gravedad y sismo amplificadas según las combinaciones de diseño de la Norma de Concreto Armado E.060. Se realizará un metrado de cargas de gravedad en todos los pisos para obtener la carga axial de diseño; además, obteniendo las áreas tributarias y áreas de influencia para las columnas podremos realizar una reducción de la carga viva. Las fuerzas producidas por la acción del sismo se obtendrán del modelo de la estructura del programa Etabs.

Cabe resaltar que las mayores fuerzas axiales serán causadas por las cargas de gravedad, mientras que las cortantes y momentos flectores más grandes serán causados por el sismo. A continuación, se presenta como ejemplo de diseño la columna C1 ubicada entre los ejes 2 y D, la columna C2 ubicada entre los ejes 3 y C y la columna C3 ubicada entre los ejes 4 y B. La ubicación en planta de las columnas por diseñar y sus dimensiones se presentan en la figura 33.

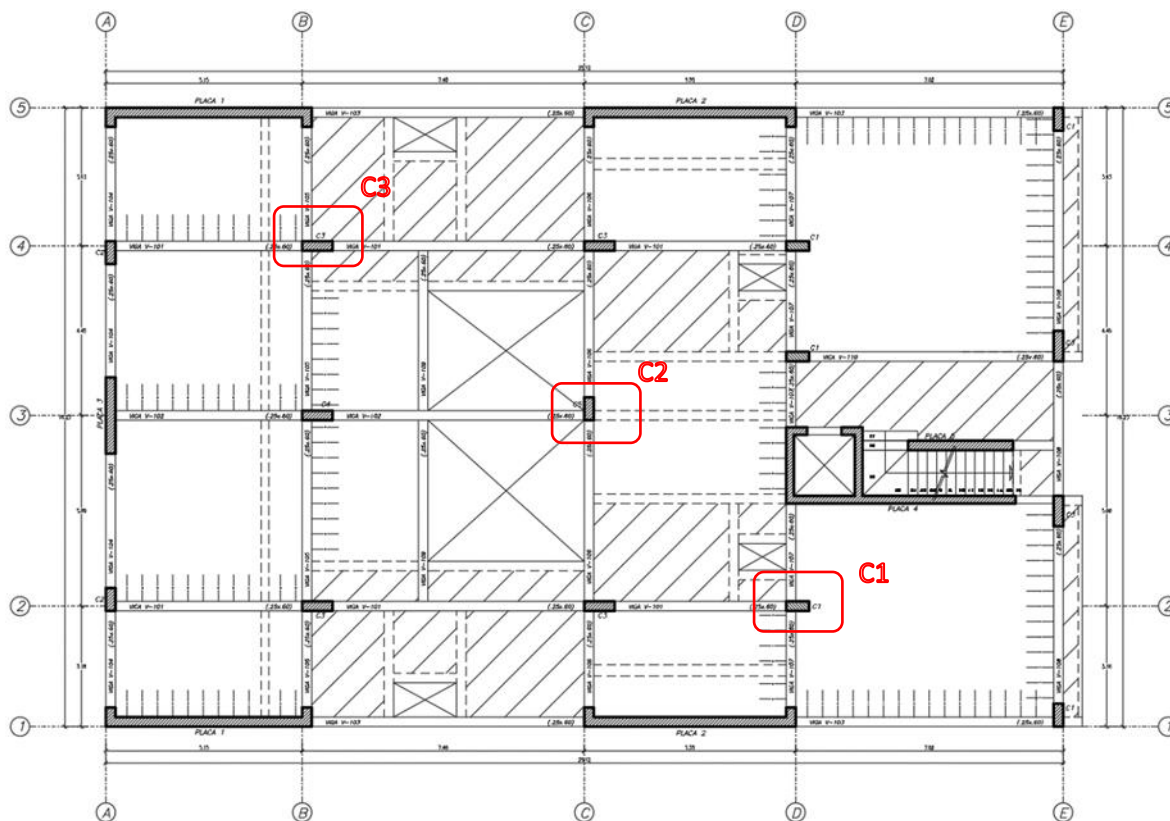


Figura 33.- Ubicación de las columnas elegidas para diseñar.

Metrado de cargas

Las cargas de gravedad de las columnas seleccionadas para el diseño provendrán de un metrado de cargas manual detallado en la Tabla 29. Las dimensiones de las columnas C1-C2 y C3 son 25x60 y 25x80, respectivamente. Para el metrado de las cargas vivas, evaluaremos si las columnas en mención tienen un área de influencia mayor a los 40 m² para aplicar el factor de reducción para carga viva descrito en la Norma de cargas E.020.

Columna C1

Tabla 29.- Metrado de cargas muertas para la columna C1.

CARGAS MUERTAS					PESO (TON)
Peso propio	PESO ESP	AREA	ALTO		
	2.4	0.15	2.7		0.97
Losa aligerada	PESO ESP	AREA			
	0.3	4.1031			1.23
Losa aligerada en dos direcciones	PESO ESP	AREA			
	0.3775	7.26			2.74
Losa maciza	PESO ESP	ESPESOR	AREA		
	2.4	0.2	3.35		1.61
Vigas	PESO ESP	ANCHO	ALTO	LARGO	
	2.4	0.25	0.6	2.95	1.06
	2.4	0.25	0.6	2.525	0.91
Acabado piso	PESO ESP	AREA			
	0.1	16.14			1.61
Tabiquería	PESO ESP	ANCHO	ALTO	LARGO	
	1.8	0.15	2.1	2.825	1.6
	1.8	0.15	2.5	6.575	4.44
TOTAL MUERTA					16.00
		#pisos	5		80.00

Tabla 30.- Metrado de cargas vivas para la columna C1.

CARGAS VIVAS				PESO (TON)
PESO ESP				ÁREA
Sobrecarga	0.2	16.14		3.23
TOTAL				3.23
VIVA	#pisos		5	16.14

Columna C3

Tabla 31.- Metrado de cargas muertas para la columna C3.

CARGAS MUERTAS					PESO (TON)
	PESO ESP	ANCHO	ALTO		
Peso propio	2.4	0.2	2.7		1.30
Losa aligerada	PESO ESP	ÁREA			
	0.3	14.993			4.50
Losa maciza	PESO ESP	ESPESOR	AREA		
	2.4	0.2	6.36		3.05
	PESO ESP	ANCHO	ALTO	LARGO	
Vigas	2.4	0.25	0.6	5.82	2.10
	2.4	0.25	0.6	6.025	2.17
Acabados piso	PESO ESP	AREA			
	0.1	24.38			2.44
	PESO ESP	ANCHO	ALTO	LARGO	
Tabiquería	1.8	0.15	2.1	5.85	3.32
	1.8	0.15	2.5	9.175	6.19
TOTAL MUERTA				25.10	
	#pisos		5	125.50	

Tabla 32.- Metrado de cargas vivas para la columna C1.

CARGAS VIVAS				PESO (TON)
	Sobrecarga	Área		
Sobrecarga	0.2	24.38		4.88
TOTAL				4.88
VIVA			#pisos	5
				24.38

Las fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores obtenidos del metrado de las tablas anteriores se suman a los resultados del programa Etabs para las sollicitaciones sísmicas. Estos resultados se amplificarán y combinarán para el diseño por flexocompresión y cortante por capacidad que se describe en la siguiente sección. A continuación, se muestran las cargas amplificadas y combinadas según los factores descritos en la Norma E060 de Concreto Armado para la base del primer piso de la estructura.

Columna C1

Tabla 33.- Resultados de fuerzas del análisis para el primer piso de la columna C1.

PISO	COLUMNA	CASO	P	V_x*	V_y	M_{xx}**	M_{yy}
1	C1	Muerta	-48.6	1.0	0.1	0.1	0.9
1	C1	Viva	-8.4	0.1	0.0	0.0	0.1
1	C1	Sismo x	8.9	0.8	0.6	0.5	1.7
1	C1	Sismo y	3.3	0.3	3.4	3.5	0.5

P, V en unidades de ton y M en unidades de ton-m.

*V_x refiere a la fuerza cortante que actúa paralelo a la dirección del eje X de un sistema de coordenadas global.

**M_{xx} refiere al momento flector que actúa alrededor del eje X de un sistema de coordenadas global.

Tabla 34.- Combinaciones de diseño para el primer piso de la columna C1 y dirección de sismo X.

SISMO XX	COMBINACIONES DE DISEÑO		
	P	M _{xx}	M _{yy}
U1=1.4CM+1.7CV	82.4	0.2	1.5
U2=1.25(CM+CV)+SX	80.2	0.7	3.0
U3=1.25(CM+CV)-SX	62.4	-0.3	-0.4
U4=0.9CM+SX	52.6	0.6	2.5
U5=0.9CM-SX	34.8	-0.4	-0.9

P, V en unidades de ton y M en unidades de ton-m.

Tabla 35.- Combinaciones de diseño para el primer piso de la columna C1 y dirección de sismo Y.

SISMO YY	COMBINACIONES DE DISEÑO		
	P	M _{xx}	M _{yy}
U1=1.4CM+1.7CV	82.4	0.2	1.5
U2=1.25(CM+CV)+SY	74.7	3.7	1.8
U3=1.25(CM+CV)-SY	67.9	-3.3	0.7
U4=0.9CM+SY	47.1	3.6	1.4
U5=0.9CM-SY	40.3	-3.4	0.3

P, V en unidades de ton y M en unidades de ton-m.

Columna C2

Tabla 36.- Resultados de fuerzas del análisis para el primer piso de la columna C2.

PISO	COLUMNA	CASO	P	Vx	Vy	Mxx	Myy
1	C2	Muerta	-96.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1
1	C2	Viva	-15.9	0.0	0.0	0.0	0.0
1	C2	Sismo x	1.5	0.0	0.3	0.5	0.2
1	C2	Sismo y	5.4	0.0	4.2	6.9	0.0

P, V en unidades de ton y M en unidades de ton-m.

Tabla 37.- Combinaciones de diseño para el primer piso de la columna C2 y dirección de sismo X.

SISMO XX	COMBINACIONES DE DISEÑO		
	P	MXX	MYY
U1=1.4CM+1.7CV	161.8	-0.1	-0.2
U2=1.25(CM+CV)+SX	141.7	0.5	0.1
U3=1.25(CM+CV)-SX	138.7	-0.5	-0.3
U4=0.9CM+SX	88.1	0.5	0.1
U5=0.9CM-SX	85.1	-0.6	-0.3

P, V en unidades de ton y M en unidades de ton-m.

Tabla 38.- Combinaciones de diseño para el primer piso de la columna C2 y dirección de sismo Y.

SISMO YY	COMBINACIONES DE DISEÑO		
	P	MXX	MYY
U1=1.4CM+1.7CV	161.8	-0.1	-0.2
U2=1.25(CM+CV)+SY	145.6	6.9	-0.1
U3=1.25(CM+CV)-SY	134.8	-7.0	-0.2
U4=0.9CM+SY	92.0	6.9	-0.1
U5=0.9CM-SY	81.3	-7.0	-0.1

P, V en unidades de ton y M en unidades de ton-m

Columna C3

Tabla 39.- Resultados de fuerzas del análisis para el primer piso de la columna C3.

PISO	COLUMNA	CASO	P	VXX	VYY	MXX	MYY
1	C3	Muerta	-126.6	-2.9	0.6	0.5	-2.0
1	C3	Viva	-23.8	-0.2	0.1	0.1	-0.1
1	C3	Sismo x	7.8	1.3	0.6	0.7	3.3
1	C3	Sismo y	18.6	0.3	2.9	3.3	0.7

P, V en unidades de ton y M en unidades de ton-m

Tabla 40.- Combinaciones de diseño para el primer piso de la columna C3 y dirección de sismo X.

SISMO XX	COMBINACIONES DE DISEÑO		
	P	MXX	MYY
U1=1.4CM+1.7CV	217.8	1.0	-3.0
U2=1.25(CM+CV)+SX	195.9	1.5	0.7
U3=1.25(CM+CV)-SX	180.3	0.2	-6.0
U4=0.9CM+SX	121.8	1.2	1.5
U5=0.9CM-SX	106.1	-0.2	-5.2

P, V en unidades de ton y M en unidades de ton-m

Tabla 41.- Combinaciones de diseño para el primer piso de la columna C3 y dirección de sismo Y.

SISMO YY	COMBINACIONES DE DISEÑO		
	P	MXX	MYY
U1=1.4CM+1.7CV	217.8	1.0	-3.0
U2=1.25(CM+CV)+SY	206.7	4.1	-1.9
U3=1.25(CM+CV)-SY	169.5	-2.5	-3.4
U4=0.9CM+SY	132.6	3.8	-1.1
U5=0.9CM-SY	95.4	-2.8	-2.5

P, V en unidades de ton y M en unidades de ton-m

Diseño por flexocompresión

Las columnas son elementos estructurales que trabajan principalmente bajo dos condiciones flexión debido a las cargas sísmicas y compresión debido a las cargas de gravedad; la influencia entre estos dos criterios de diseño hace que estas se diseñen por flexocompresión. A través de los diagramas de interacción provenientes de una sección y acero de columna elegidos, evaluaremos la resistencia de la columna y las cargas últimas de diseño.

Las combinaciones de carga para el diseño se representarán como puntos que deberán ubicarse dentro del diagrama de interacción de la columna, representado como una línea continua en el gráfico. Para ambas columnas por diseñar, partimos de la cuantía mínima de 1%; sin embargo, será necesario cumplir con el espaciamiento máximo entre barras longitudinales, así sería posible partir con una cuantía mayor a la mínima. Cabe resaltar que los diagramas de interacción presentados a continuación corresponden a la dirección que tiene mayores solicitaciones por flexión.

Columna C1

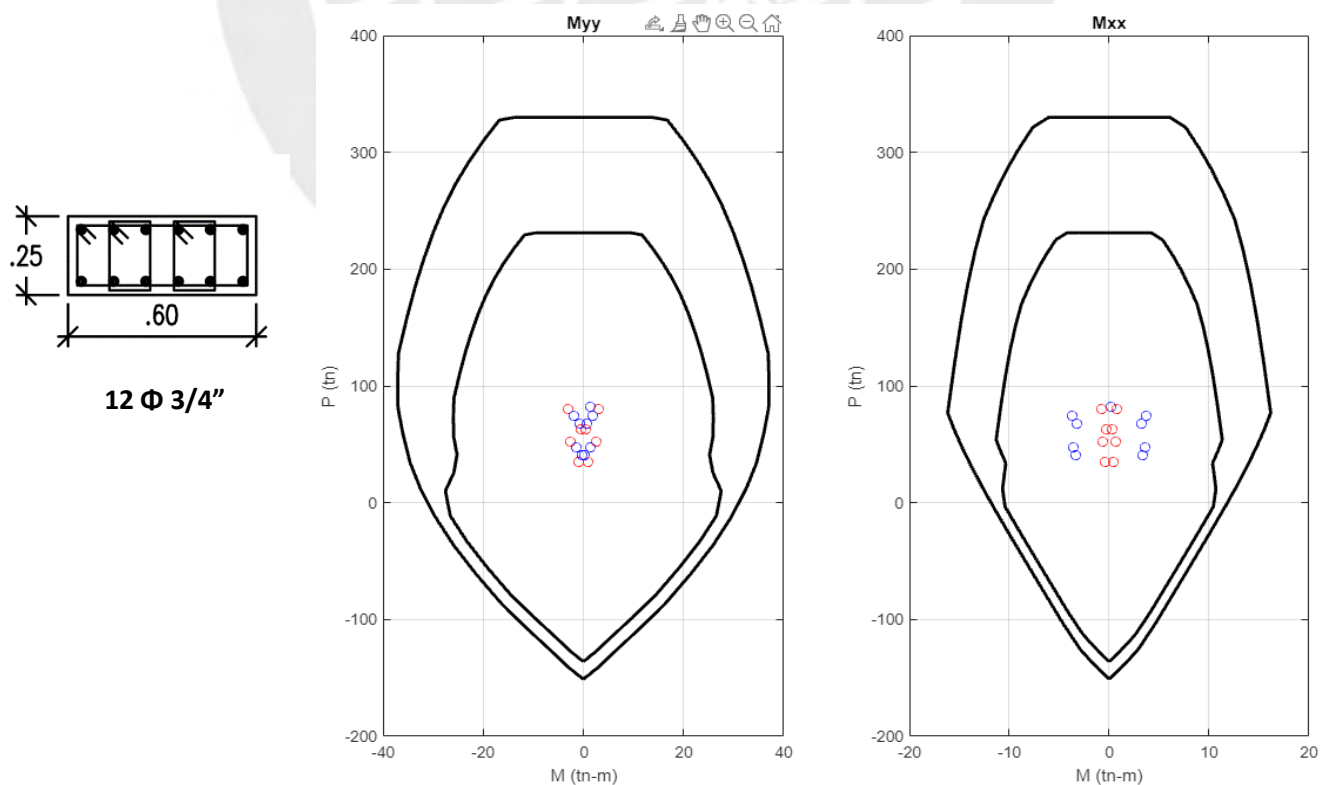


Figura 34.- Disposición de acero en columna C1, diagrama de interacción y fuerzas últimas actuantes.

Columna C2

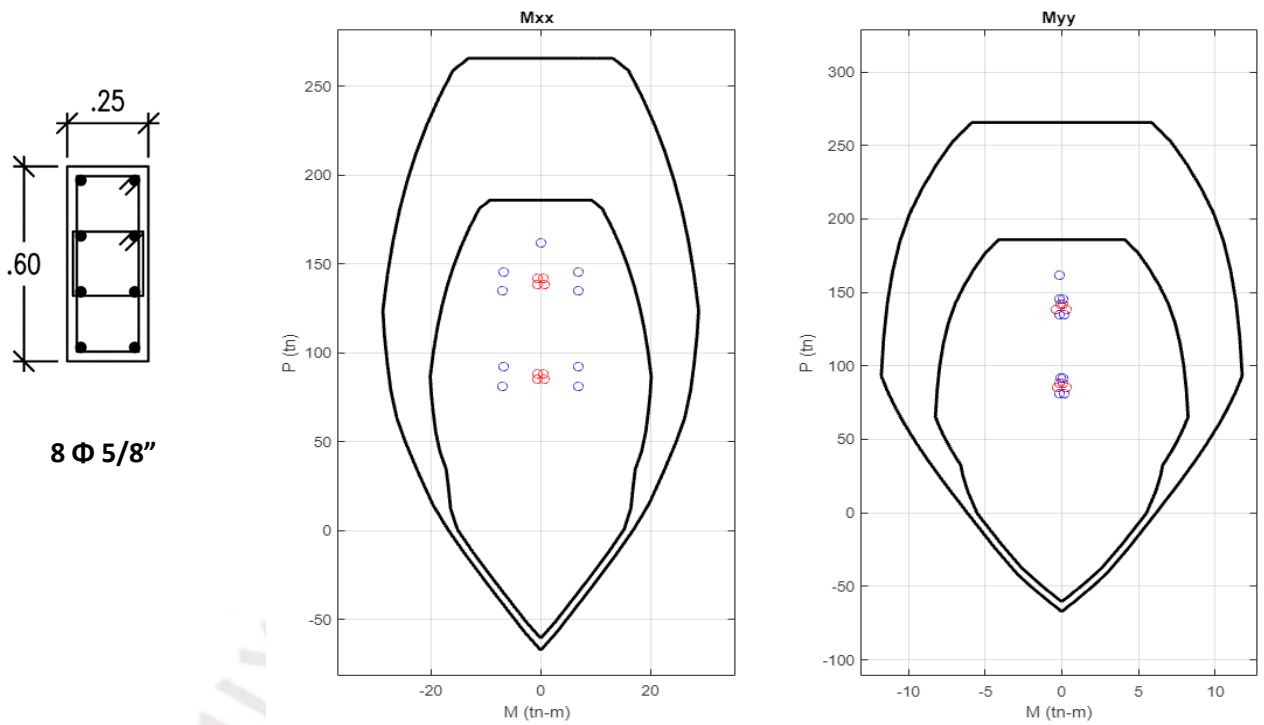


Figura 35.- Disposición de acero en columna C2, diagrama de interacción y fuerzas últimas actuantes.

Columna C3

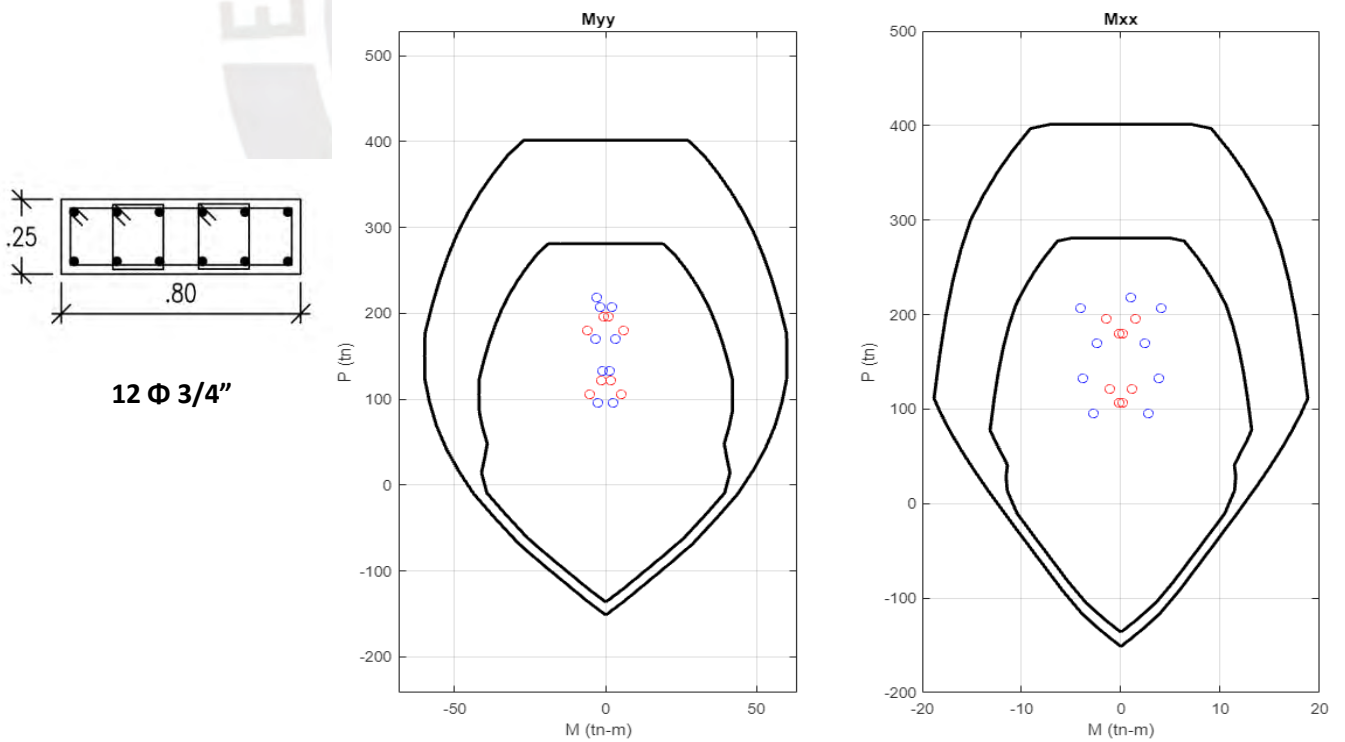


Figura 36.- Disposición de acero en columna C3, diagrama de interacción y fuerzas últimas actuantes.

Además del cálculo del acero longitudinal necesario por flexocompresión, se debe cumplir con los requisitos de confinamiento para elementos que resistan fuerzas sísmicas los cuales se presentan a continuación:

- La cuantía de la sección debe ser mayor a 1% y menor a 6%
- Una barra longitudinal no debe estar separada más de 15 cm con otra que tenga un apoyo lateral (estribos).

Diseño por cortante

El diseño por fuerza cortante se realizará usando el criterio de capacidad, aunque también se comparará el resultado obtenido de la máxima cortante obtenida de las combinaciones de carga de diseño. Según la Norma E060 en el capítulo 21, será necesario para los elementos que tengan responsabilidad sísmica obtener una cortante por capacidad para asegurar la falla por flexión antes que por corte.

El diseño por capacidad consiste en obtener los momentos nominales máximos del acero instalado en las columnas asociados a la combinación de carga que provoque el mayor de ellos del diagrama de interacción sin aplicar el factor de reducción. Obtenidos los momentos nominales máximos se realiza el equilibrio en la columna analizada y se hallan las fuerzas cortantes.

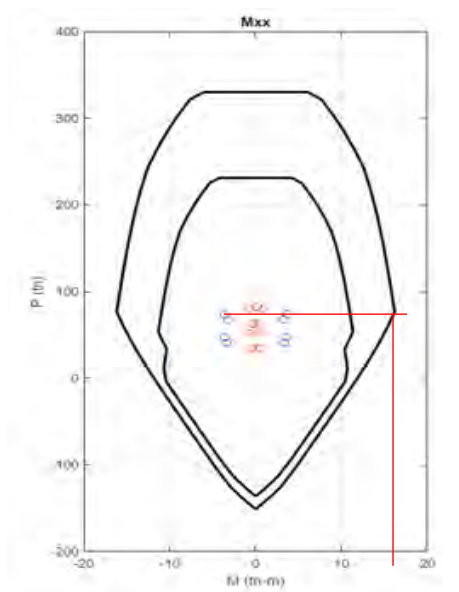
Por otro lado, se limita el diseño por capacidad a una cortante máxima obtenida de las combinaciones de carga con la diferencia que se amplifica la carga de sismo a 2.5 veces. La fuerza cortante por capacidad será la menor entre la obtenida de los momentos nominales y la obtenida de la amplificación del sismo.

La resistencia de la columna a fuerza cortante estará conformada por el aporte del concreto y del aporte del acero transversal instalado. Una consideración importante es la influencia de la carga axial en la resistencia al corte del concreto, así mientras mayor sea la carga axial,

mayor será la resistencia del concreto. Según lo antes descrito, habrá que analizar los pisos superiores que, aunque no tengan fuerza cortante de sismo importante, tiene los menores valores por carga axial.

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

Para la columna C1:



La cortante por capacidad usando los momentos nominales máximos del diagrama de interacción cuando actúa el sismo en dirección X se detalla a continuación:

$$M_n = 16 \text{ tn-m.}$$

$$H_n = 2.05 \text{ m.}$$

$$V_u(\text{capacidad}) = \frac{16 + 16}{2.05}$$

$$V_u(\text{capacidad}) = 15.6 \text{ tn}$$

Pero, el límite de amplificación de cortante por capacidad al triple del sismo resulta una cortante de diseño en la dirección Y:

$$V_u(\text{capacidad}) = 10.3 \text{ tn}$$

Aun cuando el concreto sea capaz de resistir toda la fuerza cortante por capacidad, la Norma E060 de Concreto Armado pide cumplir las consideraciones por confinamiento de columna sísmica. A continuación, se describen los criterios de confinamiento.

- El primer estribo debe ubicarse a 5 cm de la cara de la columna.
- La longitud de confinamiento debe ser la mayor longitud entre los siguientes valores:
 - La altura libre de entrepiso entre 6.
 - El mayor valor entre ancho y largo de la sección.
 - 50 cm.
- Dentro de la longitud de confinamiento, el espaciamiento debe ser el menor de los siguientes:
 - Mínimo valor entre la mitad del ancho y la mitad del largo de la sección.
 - 8 veces db (longitudinal)
 - 10 cm.
- Fuera de la longitud de confinamiento el espaciamiento no debe ser mayor al menor de los siguientes valores:
 - 12 veces db (longitudinal)
 - 48 veces db (estribo)
 - Mínimo valor entre el ancho y el largo de la sección.
 - 30 cm

Siguiendo los criterios antes descritos, obtenemos la distribución final de los estribos por confinamiento.

Columna 1 y 2: Estribos $\varnothing 3/8''$ 1 @ 0.05 m., 6 @ 0.10 m., Resto @ 0.175 m.

Columna 3: Estribos $\varnothing 3/8''$ 1 @ 0.05 m., 8 @ 0.10 m., Resto @ 0.175 m.

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE PLACAS

Las placas son elementos verticales cuya principal función es el control de los desplazamientos de la estructura ante la ocurrencia de un sismo; por esta razón, son elementos con gran responsabilidad sísmica. Debido a la rigidez elevada de estos elementos, en comparación con otros elementos estructurales como las columnas, son quienes soportan en mayor cantidad las fuerzas cortantes por sismo.

Los muros de concreto armado estarán distribuidos en las direcciones X e Y, siempre que la arquitectura lo permita, para el control de desplazamientos de entrepiso que rige la Norma de Diseño Sismorresistente E.030. El presente proyecto cuenta con un sistema estructural de muros en las dos direcciones. La dirección X presenta grandes muros de cortante en los extremos colindantes con los vecinos, mientras que la dirección Y tiene el aporte de la caja del ascensor en la rigidez en esa dirección, ya que la arquitectura no permitió la ubicación de muros continuos en todos los niveles.

Los muros de concreto de este proyecto tienen espesor de 25 cm con la finalidad de que haya un encuentro continuo con las vigas que tienen el mismo ancho de 25 cm. Además, la necesidad de este espesor será sustentado en el diseño por fuerza cortante para el muro.

La elección del acero vertical se regirá bajo las condiciones de flexocompresión al igual que las columnas, se tomará el aporte de los aceros extremos de los bordes de las placas para esta condición más que los aceros distribuidos verticalmente. El acero horizontal distribuido se diseñará tomando la fuerza cortante máxima de las combinaciones últimas amplificándolas según el diseño por capacidad.

La necesidad de la existencia de núcleos de confinamiento a los extremos de los muros se evaluará hallando el mayor valor de la posición del eje neutro para la condición de carga axial máxima de las combinaciones que incluyen sismo. La sección típica de una placa y la distribución de acero se muestran en la Figura 37.

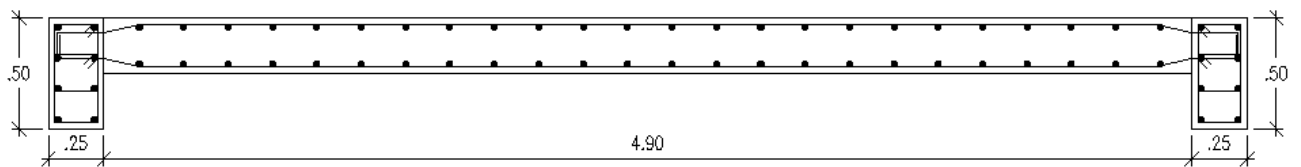


Figura 37.- Sección típica de armado de placa con núcleos de confinamiento en los bordes.

Procedimiento de diseño de una placa

El metrado de cargas muertas incluirá el peso propio, el peso de la losa, peso de las vigas, peso del piso terminado y el peso de la tabiquería; por otro lado, las cargas vivas incluirán solo la sobrecarga por uso de la edificación. Las placas seleccionadas para los diseños de ejemplo son la placa PL1 orientada en la dirección X ubicada entre los ejes A, B y 5 y la placa PL2 orientada en la dirección Y ubicada entre los ejes A y 3. La ubicación de los muros seleccionados y sus dimensiones en planta se muestran en la Figura 38.

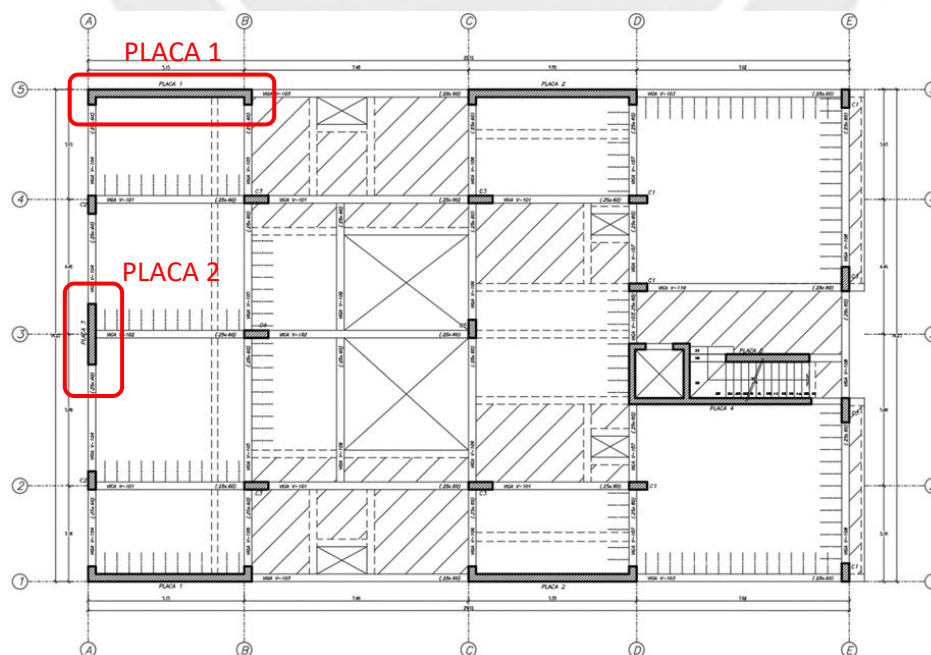


Figura 38.- Ubicación de los muros de corte por diseñar.

Metrado de cargas

Placa PL1

Tabla 42.- Metrado de cargas muertas para la placa PL1.

CARGAS MUERTAS					PESO (TON)
Peso propio	PESO ESP	AREA	ALTO		
	2.4	1.475	2.7		9.56
Losa aligerada	PESO ESP	AREA			
	0.3	7.96			2.39
Losa maciza	PESO ESP	ESPESOR	AREA		
	2.4	0.2	4.53		2.17
Vigas	PESO ESP	ANCHO	ALTO	LARGO	
	2.4	0.25	0.6	2.75	0.99
	2.4	0.25	0.6	3.58	1.29
Acabado piso	PESO ESP	AREA			
	0.1	13.84			1.38
Tabiquería	PESO ESP	ANCHO	ALTO	LARGO	
	1.8	0.15	2.1	4.96	2.81
	1.8	0.15	2.5	3.29	2.22
TOTAL MUERTA					22.65
			#pisos	5	113.25

Tabla 43.- Metrado de cargas vivas para la placa PL1.

CARGAS VIVAS				PESO (TON)
	PESO ESP	ÁREA		
Sobrecarga	0.2	13.84		2.77
TOTAL				2.77
VIVA		#pisos	5	13.84

Placa PL2

Tabla 44.- Metrado de cargas muertas para la placa PL2.

CARGAS MUERTAS					PESO (TON)
	PESO ESP	ANCHO	ALTO		
Peso propio	2.4	0.5	2.7		3.24
Losa aligerada	PESO ESP		ÁREA		
	0.3	10.96		3.29	
Vigas	PESO ESP	ANCHO	ALTO	LARGO	
	2.4	0.25	0.6	2.72	0.98
	2.4	0.25	0.6	2.45	0.88
Acabados piso	PESO ESP	AREA			
	0.1	12.25			1.23
Tabiquería	PESO ESP	ANCHO	ALTO	LARGO	
	1.8	0.15	2.1	5.17	2.93
TOTAL MUERTA					12.39
		#pisos	5		61.95

Tabla 45.- Metrado de cargas vivas para la placa PL2.

CARGAS VIVAS				PESO (TON)
PESO ESP				ÁREA
Sobrecarga	0.2	12.25		2.45
TOTAL				2.45
VIVA		#pisos	5	12.25

Las fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores obtenidos del metrado de las tablas anteriores se suman a los resultados del programa Etabs para las solicitaciones sísmicas. Estos resultados se amplificarán y combinarán para el diseño por flexocompresión y cortante por capacidad que se describe en la siguiente sección. A continuación, se muestran las cargas amplificadas y combinadas según los factores descritos en la Norma E060 de Concreto Armado.

Placa PL1

Tabla 46.- Resultados de fuerzas del análisis para el primer piso de la placa PL1.

PISO	COLUMNA	CASO	P	Vx	Vy	Mxx	Myy
1	PL1	Muerta	-178.8	-2.2	1.5	2.0	75.0
1	PL1	Viva	-23.6	-0.2	0.2	0.3	15.2
1	PL1	Sismo x	22.7	76.4	4.8	9.1	683.8
1	PL1	Sismo y	76.8	20.3	16.4	32.3	139.8

P, V en unidades de ton y M en unidades de ton-m

Tabla 47.- Combinaciones de diseño para el primer piso de la placa PL1 y dirección de sismo X.

SISMO XX	COMBINACIONES DE DISEÑO		
	P	Mxx	Myy
U1=1.4CM+1.7CV	290.4	3.4	130.8
U2=1.25(CM+CV)+SX	275.6	12.0	796.5
U3=1.25(CM+CV)-SX	230.3	-6.2	-571.1
U4=0.9CM+SX	183.6	11.0	751.3
U5=0.9CM-SX	138.2	-7.3	-616.3

P, V en unidades de ton y M en unidades de ton-m

Tabla 48.- Combinaciones de diseño para el primer piso de la placa PL1 y dirección de sismo Y.

SISMO YY	COMBINACIONES DE DISEÑO		
	P	Mxx	Myy
U1=1.4CM+1.7CV	290.4	3.4	130.8
U2=1.25(CM+CV)+SY	329.7	35.2	252.6
U3=1.25(CM+CV)-SY	176.2	-29.4	-27.1
U4=0.9CM+SY	237.7	34.1	207.3
U5=0.9CM-SY	84.1	-30.5	-72.3

P, V en unidades de ton y M en unidades de ton-m

Placa PL2

Tabla 49.- Resultados de fuerzas del análisis para el primer piso de la placa PL2.

PISO	COLUMNA	CASO	P	Vx	Vy	Mxx	Myy
1	PL2	Muerta	-82.3	0.0	0.2	1.8	0.0
1	PL2	Viva	-12.0	0.0	0.0	0.3	0.0
1	PL2	Sismo x	6.8	0.2	18.5	57.9	0.7
1	PL2	Sismo y	11.0	0.0	54.8	177.6	0.1

P, V en unidades de ton y M en unidades de ton-m

Tabla 50.- Combinaciones de diseño para el primer piso de la placa PL2 y dirección de sismo X.

SISMO XX	COMBINACIONES DE DISEÑO		
	P	MYX	MXM
$U1=1.4CM+1.7CV$	135.7	0.0	3.0
$U2=1.25(CM+CV)+SX$	124.7	0.6	60.5
$U3=1.25(CM+CV)-SX$	111.1	-0.8	-55.3
$U4=0.9CM+SX$	80.9	0.7	60.0
$U5=0.9CM-SX$	67.2	-0.8	-56.3

P, V en unidades de ton y M en unidades de ton-m

Tabla 51.- Combinaciones de diseño para el primer piso de la placa PL2 y dirección de sismo Y.

SISMO YY	COMBINACIONES DE DISEÑO		
	P	MYM	MYM
$U1=1.4CM+1.7CV$	135.7	0.0	3.0
$U2=1.25(CM+CV)+SY$	129.0	0.1	180.2
$U3=1.25(CM+CV)-SY$	106.9	-0.2	-175.0
$U4=0.9CM+SY$	85.1	0.1	179.2
$U5=0.9CM-SY$	63.0	-0.2	-176.0

P, V en unidades de ton y M en unidades de ton-m

Diseño por flexocompresión

Las placas, como las columnas, tienen un comportamiento de flexocompresión, ya que reciben carga axial importante y a la vez están sujetas a cargas sísmicas grandes, en el caso de los muros de concreto la condición de flexión por fuerzas sísmicas es predominante.

A partir de una armadura mínima en los bordes extremos de la sección se grafican los diagramas de interacción con los cuales evaluaremos la resistencia de las placas ante las

combinaciones últimas de diseño. Las combinaciones últimas de diseño estarán representadas por puntos y deberán ubicarse dentro del diagrama de interacción para que el diseño por flexocompresión sea óptimo.

Cabe resaltar que se deberá cuidar la holgura en esta etapa de diseño, ya que el diseño por fuerza cortante por capacidad depende de este; es decir, mientras más acero por flexocompresión instalemos mayor será la amplificación para el diseño para fuerzas cortantes por capacidad.

El diseño por flexocompresión toma en cuenta únicamente al acero vertical distribuido y el acero vertical de los núcleos de confinamiento, si los hubiera; así, partiremos con una cuantía del 1% en una sección de borde confinado aproximadamente igual a las columnas de la planta para obtener una misma distribución de acero. El acero vertical distribuido será en una primera prueba la cuantía mínima vertical que resulta para ambas placas de ejemplo $2 \text{ } \varnothing 3/8''$ @ 0.20 m.

A continuación, se muestran las secciones y acero de las placas por diseñar, así como las direcciones y sus respectivos diagramas de interacción; además se ubican las combinaciones de diseño para la base del primer piso.

- Placa PL1

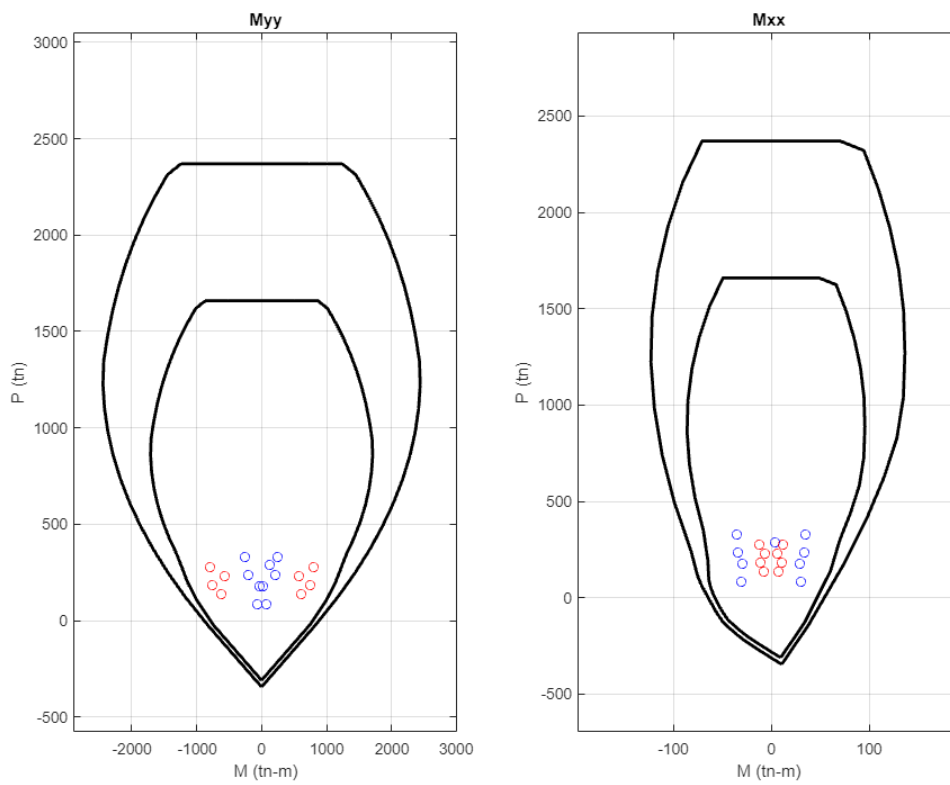
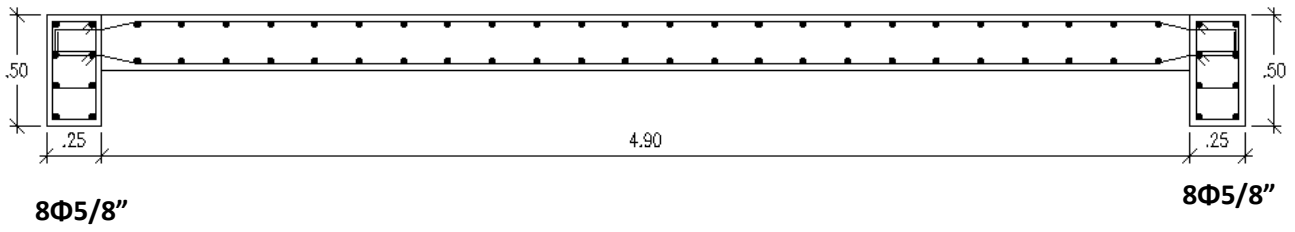


Figura 39.- Disposición de acero en PL1, diagrama de interacción y fuerzas últimas actuantes.

Placa PL2

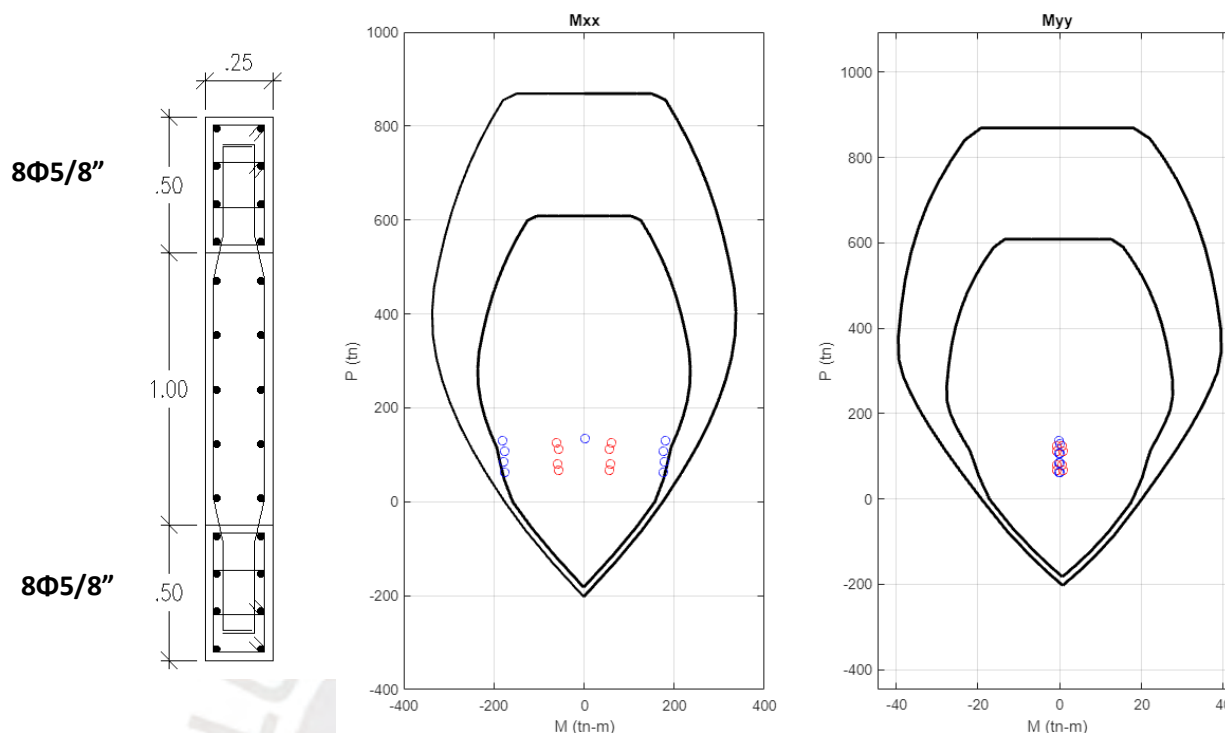


Figura 40.- Disposición de acero en PL2, diagrama de interacción y fuerzas últimas actuantes.

Diseño por cortante

El diseño por fuerza cortante se realiza, al igual que todos los elementos estructurales con responsabilidad sísmica, usando el criterio por capacidad. Las secciones o entrepisos donde se requiera este diseño son aquellas donde se espera la fluencia del acero longitudinal por la acción simultánea de fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores debidos a las acciones sísmicas.

El diseño por capacidad asegura la falla dúctil por flexión antes que la falla frágil por corte al amplificar las fuerzas cortantes dotando de mayor resistencia del elemento a corte que a flexión. En el caso específico de las placas, el factor de amplificación será el resultante de la división entre el momento nominal sin reducción para la combinación de carga que dé el mayor valor entre el momento último correspondiente. Tanto el momento nominal y el momento

último máximo de las combinaciones se extraen de los diagramas de flexocompresión de la sección anterior.

El factor de amplificación antes descrito puede resultar grande por lo que se limita este al valor de la mitad del factor básico de reducción de la Norma Sismorresistente E030. Para el presente proyecto, de sistema estructural de muros, el R es igual a 6, por lo tanto, la amplificación máxima debería ser 3.

El diseño por capacidad se realizará en los pisos críticos donde se espera las mayores solicitaciones por sismo y cargas de gravedad; así la Norma de Concreto Armado E060 especifica las amplificaciones de cortantes en una longitud vertical igual a la longitud del muro (lm), el mayor momento último entre cuatro veces la cortante última correspondiente ($M_u/4V_u$) o la altura de los dos primeros pisos, lo que resulte mayor. A continuación, se ilustra lo descrito líneas arriba y se muestran los ambos casos tabulados para la elección de la fuerza cortante por capacidad.

$$V_u \text{ capacidad} \geq V_u \cdot \left(\frac{M_n}{M_u}\right)$$

$$3 \geq \left(\frac{M_n}{M_u}\right)$$

La resistencia de la columna a fuerza cortante estará conformada por el aporte del concreto y del aporte del acero transversal instalado.

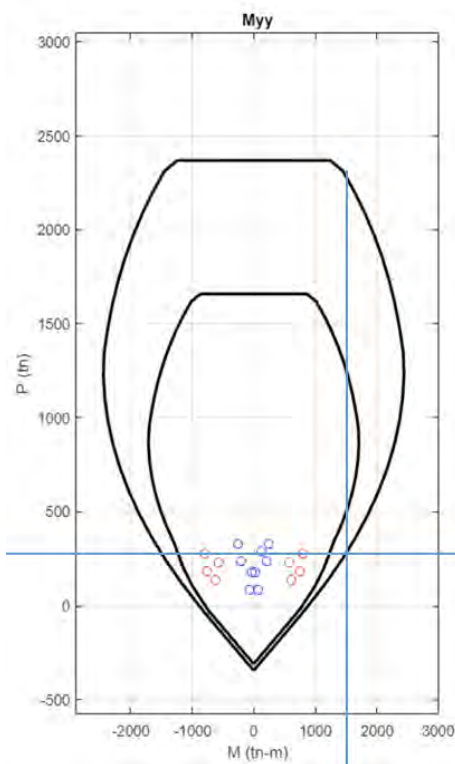
Resistencia del concreto

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

Resistencia máxima de la sección

$$\Phi V_n \text{ máx} = \Phi \cdot 2.63 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Para la placa PL1:



La cortante por capacidad usando los momentos nominales máximos del diagrama de interacción se detalla a continuación:

$$M_n = 1500 \text{ tn-m}$$

$$M_u = 571.1 \text{ tn-m}$$

$$V_u = 79.4 \text{ tn}$$

$$\frac{M_n}{M_u} = \frac{1500}{571.1} = 2.63$$

La amplificación de cortante por capacidad de 2.63 resulta una cortante de diseño en la dirección X:

$$V_u(\text{capacidad}) = 208.5 \text{ tn}$$

La cuantía mínima horizontal y vertical dependen de la resistencia de la sección de concreto a fuerza cortante; en este caso las cuantías mínimas y el acero distribuido que resulta son los siguientes:

Cuantía horizontal mínima 0.0025 2 ø3/8" @ 0.20 m.

Cuantía vertical mínima 0.0025 2 ø3/8" @ 0.20 m.

La resistencia del refuerzo horizontal requerido V_s resulta de la diferencia entre la fuerza cortante de diseño por capacidad y el aporte del concreto de la sección, el procedimiento se muestra a continuación.

$$V_s = 162.3 \text{ tn}$$

El área de acero horizontal que elegiríamos para la resistencia sería 2 $\phi 1/2''$ que resulta 2.58 cm^2 con un espaciamiento de 28 cm. Por lo tanto, el acero horizontal instalado será 2 $\phi 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$ y el acero vertical será el mínimo de 2 $\phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$.

Confinamiento de bordes

La necesidad de confinar los bordes en un muro de concreto armado con el fin de proporcionar una estabilidad de este al pandeo lateral viene dada por la siguiente expresión:

$$c \text{ lím} \geq \frac{lm}{600 \cdot \left(\frac{\delta}{hm}\right)}$$

Donde c es la posición del eje neutro para la combinación de carga que resulte la mayor carga axial amplificada correspondiente a un desplazamiento inelástico por el sismo de diseño en el extremo más alto del muro δ .

Si el valor de c de los cálculos del caso específico de una placa excede al c descrito en la expresión anterior, entonces se necesitará confinamiento de bordes. Cuando se verifique la necesidad del confinamiento de los bordes, estos deberán tener una longitud igual al mayor valor entre:

$$l \text{ borde confinado} \geq c - 0.1 \cdot lm$$

$$l \text{ borde confinado} \geq \frac{c}{2}$$

Para el caso de la placa PL1, tenemos los siguientes datos extraídos del análisis:

$$\delta u = 0.0256 \text{ m.}$$

$$Pu = 275.6 \text{ tn (Caso de carga } 1.25 * (CM + CV) + \text{SISMO DISEÑO X)}$$

$$hm = 16.2 \text{ m.}$$

$$lm = 5.4 \text{ m.}$$

El valor del c límite para no confinar los bordes se detalla a continuación:

$$\frac{\delta}{hm} = \frac{0.0256}{16.2} = 0.001, \text{ usamos } 0.005$$

$$c \text{ lím} \geq \frac{540}{600 \cdot (0.005)}$$

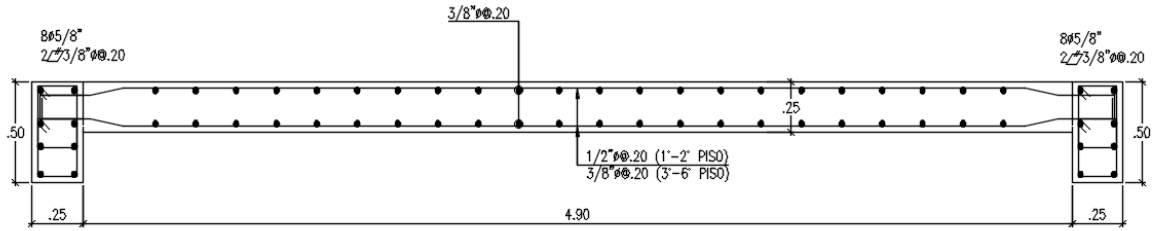
$$c \text{ lím} \geq 180 \text{ cm}$$

Para hallar el valor de la posición del eje neutro para la condición de carga axial P_u correspondiente al máximo desplazamiento δu se iteró hasta obtener un equilibrio de fuerzas en el elemento estructural.

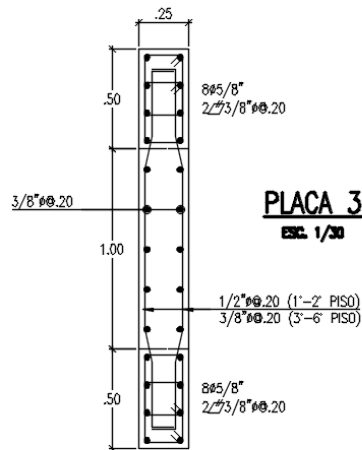
$$c = 121 \text{ cm}$$

Como el valor de c es menor al c límite calculado, podemos concluir que no necesitaremos confinar los bordes; aun así, por buenas prácticas confinaremos los núcleos con un acero suficiente para cumplir los requisitos por flexocompresión.

Armado final de placas analizadas



PLACA 1
ESC. 1/30



CAPÍTULO 8: DISEÑO DE CIMENTACIONES

Las cimentaciones son los elementos estructurales que portan las cargas muertas, vivas y de sismo de la estructura proveniente de los elementos estructurales verticales como las columnas y placas. La cimentación puede estar conformada por zapatas aisladas, combinadas o conectadas según la ubicación de éstas y los resultados de dimensionamiento de las mismas.

Las zapatas deben ser capaces de transmitir las cargas en servicio de la estructura en el área de las mismas sin sobrepasar la capacidad de carga admisible del suelo. La capacidad de carga admisible del suelo se extrae del estudio de mecánica de suelos que sigue los lineamientos de la Norma de Cimentaciones E.050. Además de la transferencia de cargas al suelo, estas deben resistir las reacciones que el suelo produce; así, deben ser diseñadas por fuerza cortante, punzonamiento y flexión.

El presente proyecto presenta zapatas aisladas interiores y exteriores, zapatas combinadas y zapatas conectadas. Las zapatas aisladas serán usadas en la medida que los límites de propiedad lo permitan; los retiros en la fachada anterior y posterior permiten su uso en estas zonas. Las zapatas combinadas estarán presentes en la zona del muro del ascensor y ante la ocurrencia de traslapes entre zapatas en el dimensionamiento de estas.

Las zapatas conectadas se usarán en las zonas de límite de propiedad con los vecinos, se conectarán mediante vigas de cimentación hacia zapatas interiores para disminuir las sollicitaciones por excentricidades de carga en las zapatas laterales. La presión admisible del suelo será de 4 kg/cm^2 a una profundidad mínima de cimentación de -1.50 metros.

Diseño de zapatas aisladas

Las zapatas aisladas son aquellas que trabajan individualmente y presentan cargas centradas. En primer lugar, se dimensiona la zapata para que los esfuerzos que transmiten al

suelo no sobrepasen la capacidad de carga admisible del mismo con la finalidad de evitar la falla del terreno. Luego, este tipo de zapatas se diseña para corte, punzonamiento y flexión para la mayor sollicitación amplificada; es decir, la fuerza máxima amplificada de reacción del terreno para todas las combinaciones de carga últimas. A continuación, se muestran en la Figura 41, la ubicación de las zapatas que se van a diseñar a manera de ejemplo; el resto se representará en los planos.

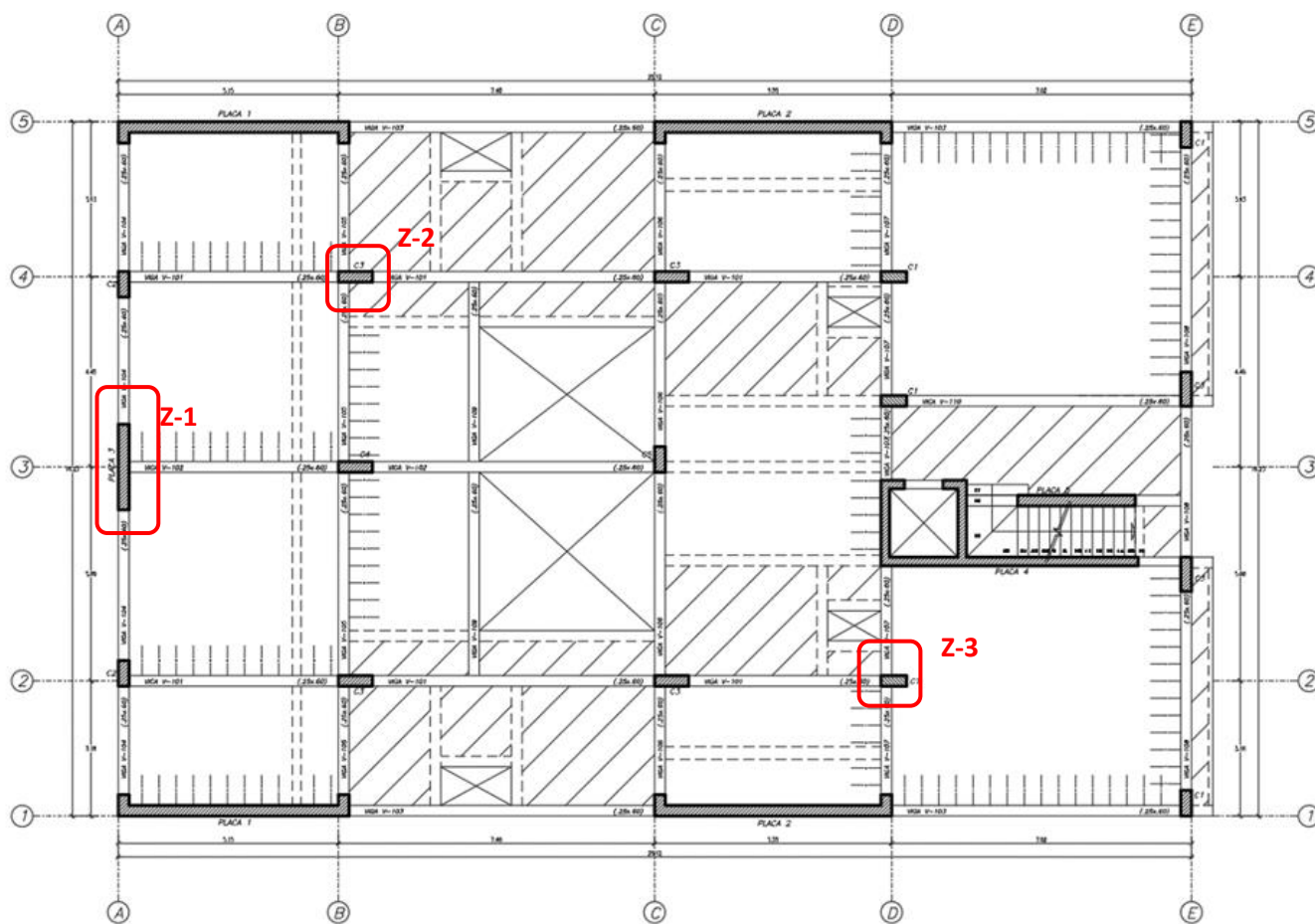


Figura 41.- Ubicación de las zapatas a diseñar.

Verificación de esfuerzos en el terreno

El área de la zapata que tendrá contacto con el terreno se dimensiona de tal forma que las cargas en servicio, sin amplificar, produzcan esfuerzos en él menores a la capacidad de carga admisible del estudio de mecánica de suelos. Los esfuerzos en el área se calculan tanto para cargas axiales centradas como para cargas axiales excéntricas y momentos flectores.

El cálculo de los esfuerzos tomará en cuenta la flexión biaxial; sin embargo, los casos de sismo serán evaluados independientemente. Los puntos críticos donde se generan las compresiones más grandes y las tracciones, en caso hubiese, será en las esquinas de la zapata; por esta razón se evaluarán 4 esfuerzos para cada caso de carga. Los esfuerzos en cada esquina por carga axial y flexión biaxial se calculan con la siguiente expresión.

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6M}{BL^2}$$

Las cargas que ingresan al cálculo anterior son las producidas por cargas muertas, las cargas vivas y el sismo, todas llevadas a condición de servicio sin amplificar. Cabe resaltar que las respuestas sísmicas de los elementos calculadas con la Norma Sismorresistente E030 incluye una amplificación por sismo por lo cual se deben multiplicar los resultados del programa de cálculo estructural por 0.8.

El dimensionamiento de la zapata partirá de un cálculo aproximado de presiones solo por cargas muertas y vivas en servicio y una amplificación por la influencia del sismo. El área tentativa de la zapata se verificará con los valores reales de las cargas en servicio y una aproximación del 5% para el peso propio de la zapata, ya que aún no conoceríamos el valor del peralte de la misma.

Las verificaciones se realizarán para los casos de carga siguientes:

- Cargas de gravedad sin sismo
- Cargas de gravedad con sismo en dirección X positivo.
- Cargas de gravedad con sismo en dirección X negativo.
- Cargas de gravedad con sismo en dirección Y positivo.
- Cargas de gravedad con sismo en dirección Y negativo.

Para los casos de sismo se permitirá hasta un 30% más de capacidad de carga del terreno por ser un evento de corta duración. La Figura 42 muestra gráficamente los casos de carga a los cuales estaría sometida la zapata Z-1 para cada verificación; las cargas serán extraídas del programa de cálculo ETABS.

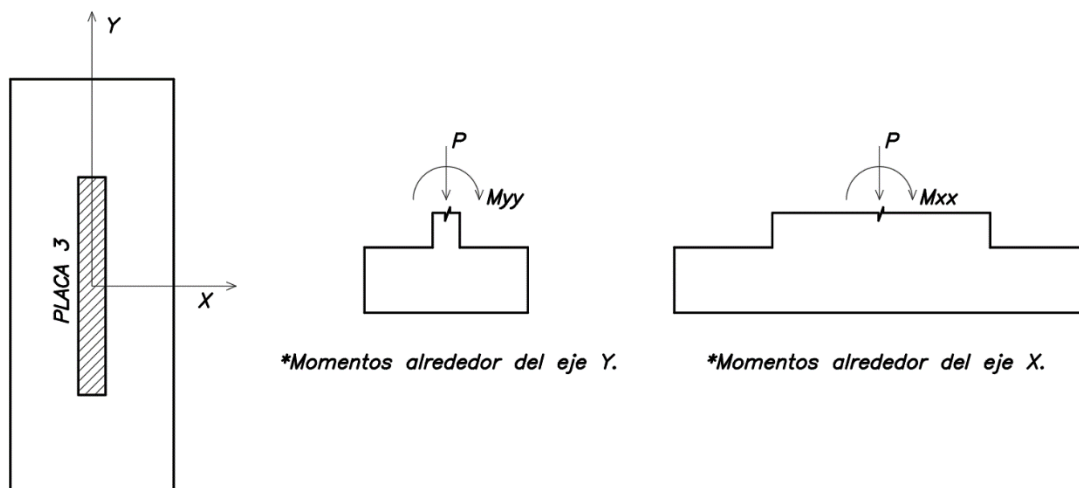


Figura 42.- Casos de carga actuantes en las zapatas: carga axial y flexión biaxial.

Las áreas tentativas calculadas para las zapatas mencionadas se reparten en las siguientes dimensiones:

- Zapata Z-1 de 4.20 x 1.80 m.
- Zapata Z-2 de 2.40 x 1.80 m.
- Zapata Z-3 de 1.80 x 1.50 m.

A continuación, las Tablas 52, 53 y 54 muestran las cargas actuantes y los resultados de los esfuerzos producidos para cada caso de carga para las zapatas Z-1, Z-2 y Z-3, respectivamente. Cabe resaltar que la presión admisible del suelo es de 40 tn/m², pero se permitirá el aumento del 30% para los casos de sismo por lo que la presión admisible sería de 52 tn/m².

Tabla 52.- Verificación de esfuerzos en las esquinas de la zapata Z-1 para las diferentes condiciones de carga.

CARGAS						
Muerta	P	82.3	Myy	-	Mxx	-
Viva	P	12.0	Mvy	-	Mxx	-
Sismo x	P	5.5	Myy	-	Mxx	142.1
Sismo y	P	8.8	Myy	-	Mxx	-
PRESIONES						
CASO		$\sigma 1$	$\sigma 2$	$\sigma 3$	$\sigma 4$	
Sin sismo		12.7	13.5	12.7	13.5	
Sismo X+		12.2	13.0	11.7	12.5	
Sismo X-		13.2	14.0	13.7	14.5	
Sismo Y+		-15.4	39.1	-15.4	39.1	
Sismo Y-		40.8	-12.1	40.8	-12.2	

P en unidades de ton, M en unidades de ton-m y σ en unidades de ton/m².

Tabla 53.- Verificación de esfuerzos en las esquinas de la zapata Z-2 para las diferentes condiciones de carga.

CARGAS						
Muerta	P	126.6	Myy	-2.0	Mxx	-
Viva	P	23.8	Mvy	-	Mxx	-
Sismo x	P	-6.3	Myy	2.7	Mxx	-
Sismo y	P	14.9	Myy	-	Mxx	2.6
PRESIONES						
CASO		$\sigma 1$	$\sigma 2$	$\sigma 3$	$\sigma 4$	
Sin sismo		35.9	34.8	38.3	37.3	
Sismo X+		35.9	34.9	35.2	34.2	
Sismo X-		35.8	34.8	41.4	40.4	
Sismo Y+		41.5	36.4	44.0	38.9	
Sismo Y-		30.2	33.3	32.7	35.7	

P en unidades de ton, M en unidades de ton-m y σ en unidades de ton/m².

Tabla 54.- Verificación de esfuerzos en las esquinas de la zapata Z-3 para las diferentes condiciones de carga.

CARGAS						
Muerta	P	48.6	Myy	0.9	Mxx	0.1
Viva	P	8.5	Mvy	0.1	Mxx	0.0
Sismo x	P	-7.1	Myy	1.4	Mxx	-
Sismo y	P	-2.7	Myy	-	Mxx	2.8
PRESIONES						
CASO		$\sigma 1$	$\sigma 2$	$\sigma 3$	$\sigma 4$	
Sin sismo		23.7	23.2	21.2	20.7	
Sismo X+		22.6	22.1	16.7	16.3	
Sismo X-		24.8	24.3	25.6	25.2	
Sismo Y+		26.7	18.0	24.2	15.6	
Sismo Y-		20.6	28.4	18.1	25.9	

P en unidades de ton, M en unidades de ton-m y σ en unidades de ton/m².

De las tablas anteriores podemos notar para las zapatas Z-2 y Z-3 que no se superan los esfuerzos del terreno en ninguno de los casos; sin embargo, la zapata Z-1 que soporta las fuerzas de una placa con importantes solicitaciones de sismo cuando actúa en dirección Y genera tracciones en el terreno por lo cual se necesitará redistribuir las cargas.

La redistribución de las cargas se realizará utilizando las fórmulas de Meyerhoff para la dirección de la placa con una nueva distribución constante. La expresión usada para el cálculo se muestra a continuación y se representa en la Figura 43.

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

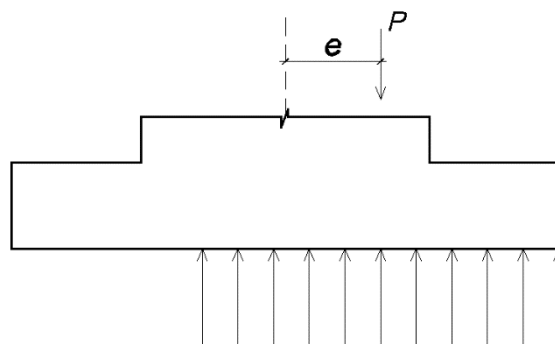


Figura 43.- Redistribución de presiones según Meyerhoff (presión constante)

Redistribución de presiones para la zapata Z-1:

Momento actuante

$$M = 142.10 \text{ tn} - \text{m}$$

Fuerza axial

$$P = 109.06 \text{ tn}$$

Excentricidad de la carga

$$e = \frac{M}{P} = \frac{142.10}{109.06} = 1.30 \text{ m}$$

Presión actuante redistribuida

$$\sigma_{\text{redistribuido}} = \frac{109.06}{1.60 * 1.80} = 37.97 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} < 52 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

De la nueva distribución de esfuerzos en el terreno podemos notar que la capacidad de carga del terreno amplificada al 30% para casos de sismo es mayor aun después de la redistribución.

ZAPATAS CONECTADAS

Las zapatas que soportan elementos verticales ubicados en los límites de propiedad generalmente presentan problemas de estabilidad por la acción de las cargas excéntricas en ellas. Aquellas cimentaciones en que las presiones sobrepasen el límite admisible por la excentricidad podrán ser conectadas a través de una viga de cimentación con una zapata central, generalmente más cargada axialmente. Las vigas tendrán la función de soportar los momentos generados por la carga excéntrica; asimismo, la conexión traerá consigo una nueva distribución de presiones tanto en la zapata que se conecta como en la zapata central conectada.

A continuación, la Figura 44 ilustra las acciones de las cargas excéntricas en zapatas laterales y los efectos de la conexión a una zapata central.

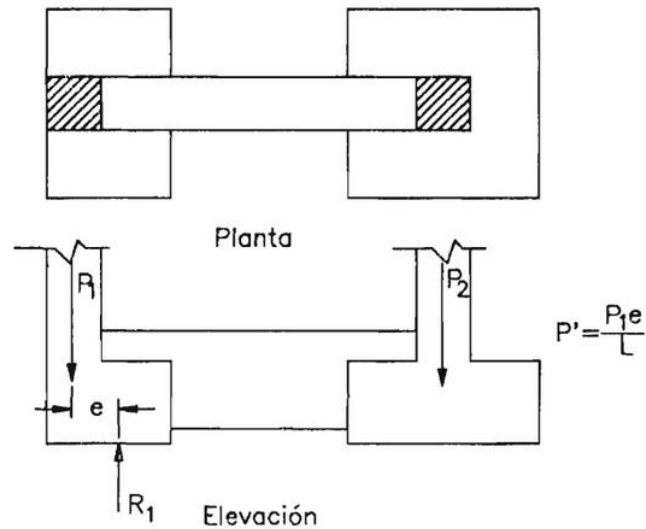


Figura 44.- Acciones de la carga excéntrica y viga de cimentación conectada a zapata central.

Las zapatas Z-2 y Z-3 del presente capítulo se dimensionaron como zapatas aisladas; sin embargo, estas servirán para la conexión de las cimentaciones de las placas ubicadas en los límites de propiedad. La conexión por vigas de cimentación cambia las presiones en el suelo en las zapatas que se conectan y las zapatas a la que se conectan.

El análisis de las zapatas Z-2 y Z-3 se realizará usando el programa SAFE, ya que en el problema propuesto interviene más de una zapata a la cual se conectará la cimentación de la zapata de la placa lateral. La Figura 45 muestra el problema que involucra 3 zapatas conectadas entre ellas las zapatas Z-2 y Z-3.

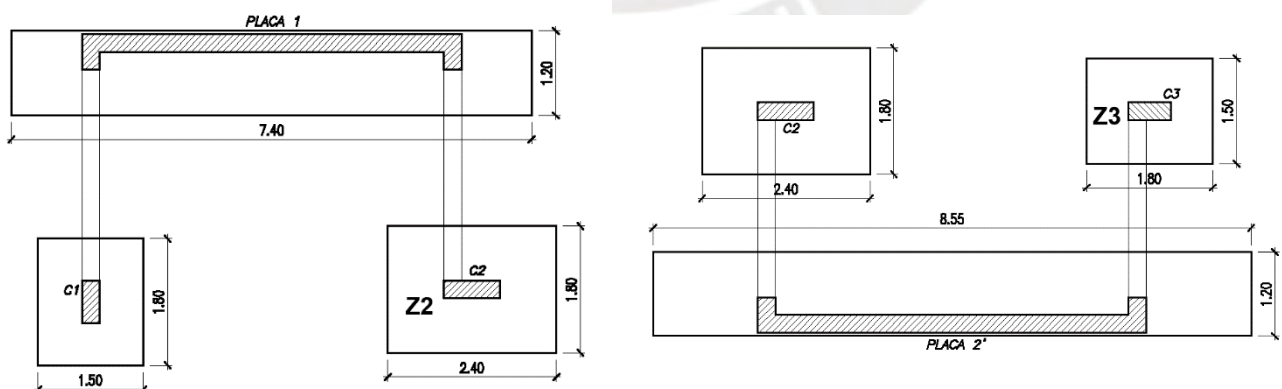


Figura 45.- Configuración de la conexión de la zapata Z-2 (izq.) y de la zapata Z-3 (der.).

Los resultados de las presiones en las configuraciones mostradas para las zapatas Z-2 y Z-3 provenientes del programa SAFE se muestran a continuación en la Figura 46.

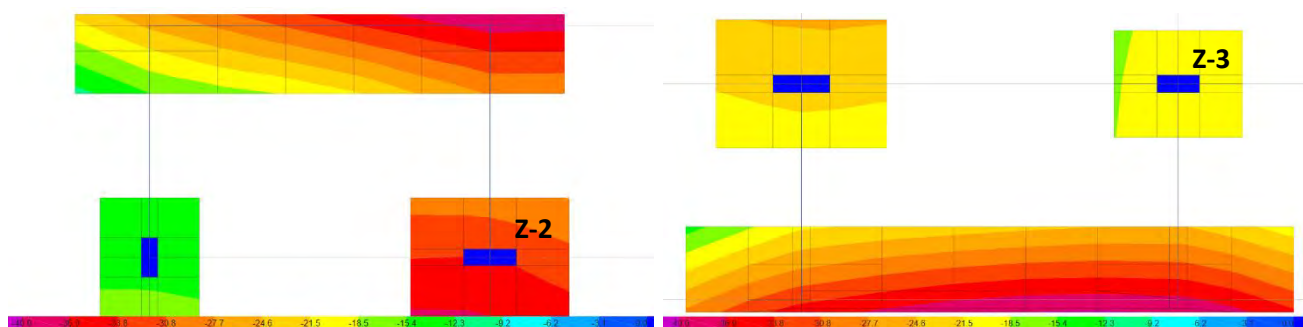


Figura 46.- Presiones en el suelo (en tn/m^2) para la combinación CM+CV de la zapata Z-2 (izq.) y de la zapata Z-3 (der.).

La figura anterior muestra que en ningún caso las presiones obtenidas del análisis sobrepasan la capacidad admisible del suelo de 4 kg/cm^2 (color morado en el rango de presiones).

ZAPATAS COMBINADAS

Los elementos verticales que se encuentran próximos tienen la posibilidad de que sus cimentaciones se traslapen al dimensionar el área necesaria. El traslape de las zapatas se soluciona combinándolas y el comportamiento de la nueva cimentación cambia. La zapata combinada presenta esfuerzos traccionantes en la zona inferior de la zapata; sin embargo, cabe la posibilidad de que se desarrollen esfuerzos traccionantes superiores en la zona entre los elementos verticales. La Figura 47 presentada a continuación muestra la distribución de momentos flectores en una zapata combinada cuando se generan tracciones en la cara superior de ella.

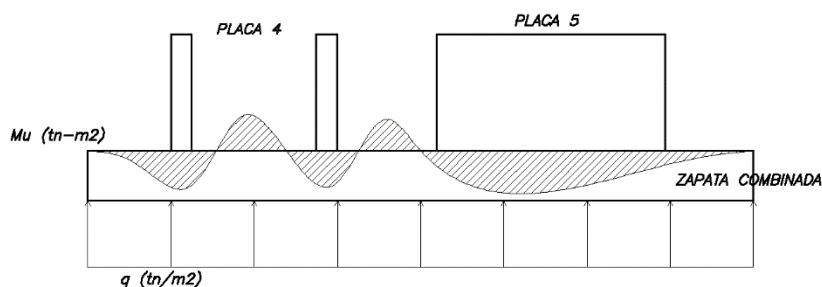


Figura 47.- Distribución de presiones en el suelo para una zapata combinada cuando se generan tracciones en la cara superior.

En este proyecto, se presenta la necesidad del uso de una zapata combinada en la zona del ascensor y escalera, ya que el muro que soporta presenta ramales en diferentes direcciones cuyas cimentaciones de cada tramo se traslapan. La verificación de presiones se realizó en el programa de cálculo estructural SAFE; el análisis y diseño se realizaron tomando el mayor valor de presiones, amplificándolo y obteniendo las solicitaciones últimas en un modelo idealizado en el programa SAP 2000. La figura 48 muestra la distribución de presiones en el suelo para la zapata combinada que resulta en la zona del ascensor y escalera.

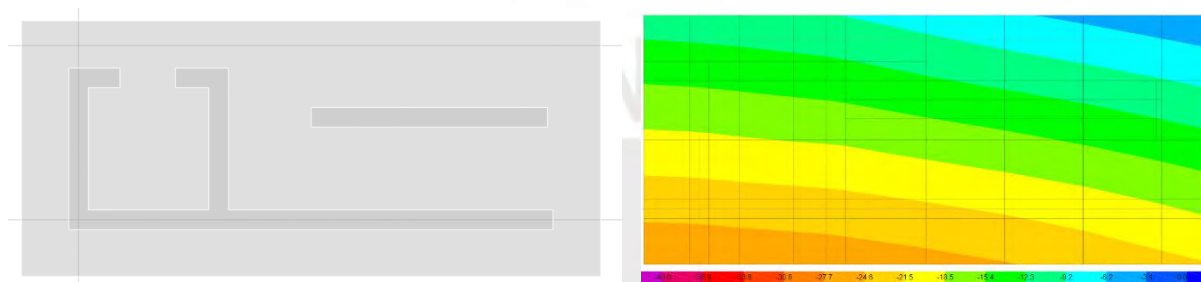


Figura 48.- Distribución de presiones en el suelo (tn/m²) para la zapata combinada en la zona del ascensor.

De la figura anterior podemos observar que las presiones producidas en el suelo son menores a la presión admisible de 4 kg/cm²; sin embargo, habrá que verificar el traslape con las zapatas próximas.

Diseño por punzonamiento y corte

Las zapatas pueden presentar una falla por punzonamiento en las zonas cercanas a la sección de columna que soporta, específicamente a una distancia igual a la mitad del peralte efectivo de la zapata. La dimensión que controla este tipo de falla es el peralte o altura de la zapata cuyo peralte efectivo se calcula restando 10 cm a esta dimensión.

Asimismo, las fuerzas cortantes producidas por reacción del suelo en los volados son críticas en las zonas cercanas a la cara del elemento vertical que soporta, a una distancia igual al peralte efectivo. Las zapatas, por lo general, no presentan refuerzo transversal en su interior; por esta razón, el concreto es el encargado de soportar íntegramente la fuerza cortante última.

A continuación, la Figura 49 muestra las secciones críticas para punzonamiento y fuerza cortante para una zapata típica centrada interior.

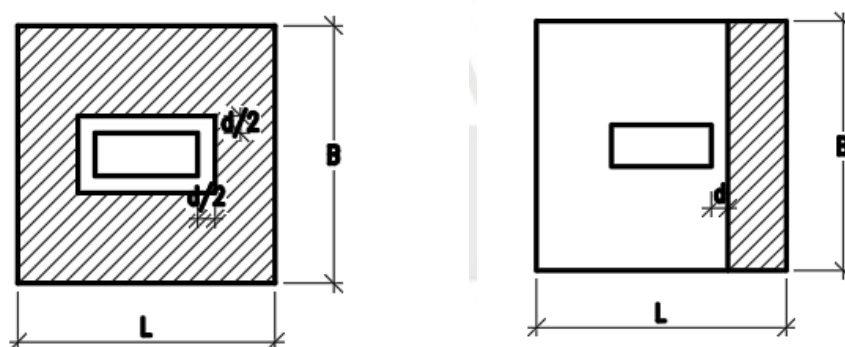


Figura 49.- Secciones críticas para cortante en zapatas.

Las zapatas tendrán concreto de resistencia mínima de 210 kg/cm^2 y un peralte de 60 centímetros, de tal forma que el fierro de la columna sea capaz de desarrollar la longitud vertical necesaria de anclaje en las zapatas; esta dimensión se comprobará en el diseño y aumentará, si es necesario.

Resistencia del concreto por corte

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

Resistencia del concreto por punzonamiento

$$\phi V_{c1} = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad \beta = \frac{\text{lado mayor de columna}}{\text{lado menor de columna}}$$

$$\phi V_{c2} = 0.27 \cdot \left(2 + \frac{\alpha \cdot d}{b_o}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad \alpha = 40, 30, 20 \text{ (central, lateral, esquinera)}$$

$$\phi Vc3 = 1.06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d$$

A continuación, la Tabla 55 muestra la resistencia de las zapatas Z-1, Z-2 y Z-3 a la fuerza cortante por punzonamiento y las fuerzas cortantes amplificadas actuantes.

Tabla 55.- Verificación de la resistencia a cortante por punzonamiento en las zapatas Z-1, Z-2 y Z-3.

Zapata	Vu (punzonamiento)	ΦVc (punzonamiento)
		$\Phi Vc1 = 265.2$
Z-1	269.8	$\Phi Vc2 = 548.8$
		$\Phi Vc3 = 424.3$
		$\Phi Vc1 = 217.5$
Z-2	177.3	$\Phi Vc2 = 468.9$
		$\Phi Vc3 = 267.7$
		$\Phi Vc1 = 221.4$
Z-3	78.5	$\Phi Vc2 = 455.6$
		$\Phi Vc3 = 241.5$

V en unidades de ton.

De la tabla anterior, podemos notar que la zapata Z-1 no cumple con la resistencia requerida por punzonamiento; ante este problema tenemos la opción de aumentar las dimensiones de la zapata para obtener una menor cortante y mayor resistencia o podríamos aumentar el peralte de la zapata a 0.70 cm.

La resistencia a cortante por punzonamiento de la zapata de mismas dimensiones y con el nuevo peralte se muestra a continuación.

$$\phi Vc1 = 0.85 \cdot \left(0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\frac{2}{0.25}} \right) \cdot \sqrt{210} \cdot 650 \cdot 60 \right) = 318.3 \text{ ton}$$

$$\phi Vc2 = 0.85 \cdot \left(0.27 \cdot \left(2 + \frac{40 \cdot 60}{650} \right) \cdot \sqrt{210} \cdot 650 \cdot 60 \right) = 738.3 \text{ ton}$$

$$\phi V_{c3} = 0.85 \cdot (1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 650 \cdot 60) = 509.2 \text{ ton}$$

Los cálculos anteriores demuestran el cumplimiento de la resistencia requerida ante las sollicitaciones amplificadas para fuerza cortante.

Asimismo, comprobamos la resistencia de las zapatas antes mencionadas a fuerza cortante en los volados; la Tabla 56 muestra las cargas últimas por cortante y las resistencias aportadas por el concreto. La resistencia de las zapatas a fuerza cortante se calcula de la siguiente manera.

$$\phi V_c = 0.85 \cdot (0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d)$$

Tabla 56.- Verificación de la resistencia a cortante de los volados en las zapatas Z-1, Z-2 y Z-3.

Zapata		Vu (ton)	ΦV_c (ton)
Z-1	Volado x	34.9	164.5
	Volado y	42.7	70.5
Z-2	Volado x	28.6	58.8
	Volado y	35.0	78.3
Z-3	Volado x	6.3	49.0
	Volado y	9.4	58.8

V en unidades de toneladas.

Diseño por flexión

El diseño por flexión se realiza calculando el momento flector producido por la reacción del terreno amplificada sobre la zona en volado de la zapata. La zapata se idealiza como una viga en volado apoyada en la columna que carga, en la cual se producen los mayores momentos a la cara de la columna. El acero se elige independientemente para cada dirección de los volados y la cuantía de acero deberá ser como mínimo $0.0018 \cdot b \cdot h$ para la sección y como mínimo $0.0012 \cdot b \cdot h$ para el acero en tracción cuando se coloca en dos capas.

A continuación, la Figura 50 se muestra el diagrama de momentos flectores típico para zapatas y la Tabla 57 muestra los armados para las zapatas elegidas de ejemplo.

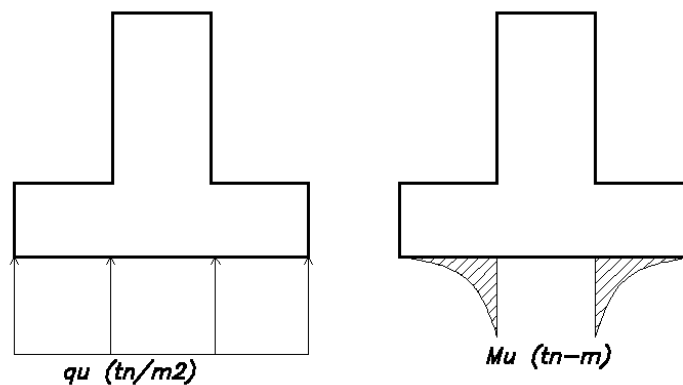


Figura 50.- Diagrama de momentos flectores típico para una zapata.

El cálculo del momento flector actuante en los volados de la zapata se calcula con la siguiente ecuación, donde c es la longitud del volado en análisis.

$$Mu = \frac{\sigma u \cdot c^2}{2}$$

Tabla 57.- Diseño y armado de acero en las zapatas Z-1, Z-2 y Z-3.

		Mu (ton-m)	As calculado (cm2/m)	As mínimo (cm2/m)	As colocado (cm2/m)	Armado
Z-1	X	14.25	6.36	12.60	14.20	Φ3/4@.20 m.
	Y	28.71	12.99	12.60	14.20	Φ3/4@.20 m.
Z-2	X	16.96	9.17	10.80	11.36	Φ3/4@.25 m.
	Y	15.91	8.59	10.80	11.36	Φ3/4@.25 m.
Z-3	X	7.54	4.03	10.80	11.36	Φ3/4@.25 m.
	Y	8.18	4.37	10.80	11.36	Φ3/4@.25 m.

Finalmente, se muestran las dimensiones en planta de las zapatas seleccionadas y su armado correspondiente en la Figura 51.

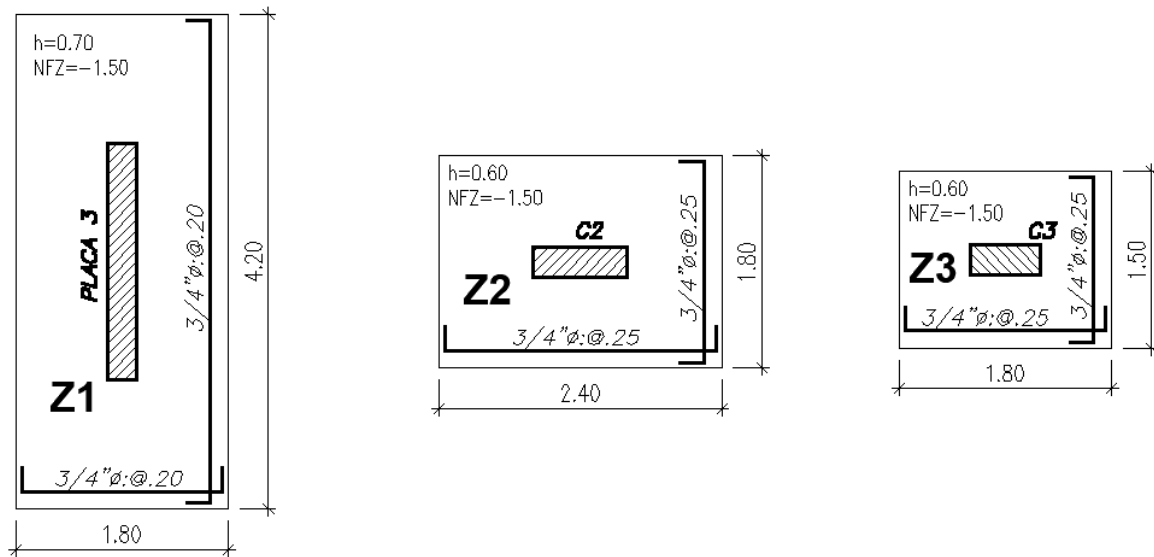


Figura 51.- Dimensionamiento en planta y armado final de zapatas elegidas.

CAPÍTULO 10: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

El proyecto desarrollado en este trabajo de tesis cumplió con los requisitos para lograr el diseño estructural completo de una edificación de seis pisos, tal como se planteó en los objetivos generales del trabajo de tesis. El objetivo se cumplió siguiendo los lineamientos de la normativa vigente del reglamento nacional de edificaciones, además de la aplicación de los conceptos teóricos aprendidos en la carrera universitaria de ingeniería civil.

Los criterios para la estructuración estuvieron relacionados con la dotación de rigidez ante desplazamientos laterales en cada dirección, la simplicidad y simetría de la planta, además de la resistencia necesaria para el correcto desempeño ante las sollicitaciones sísmicas. Todo ello se logró tomando en consideración la arquitectura planteada, de tal manera que los elementos estructurales en conjunto con ella resulten una configuración acorde con la estética. Los anchos de las vigas fueron del mismo ancho que los elementos verticales como placas y columnas para obtener caras laterales continuas en las uniones de estos elementos; por otro lado, las placas fueron ubicadas en los laterales y caja de ascensor de tal manera que no resulten incompatibilidades con la arquitectura. Los techos fueron aligerados para aminorar el peso de entrepiso de la estructura; sin embargo, se optó por losas macizas en las zonas de congestión de tuberías y concentración de esfuerzos.

Se tuvo una tarea complicada al ubicar los elementos verticales, ya que tenemos la zona de estacionamientos en el primer nivel, podríamos intentar en conjunto con la arquitectura, desde el inicio, la necesidad de los elementos orientados en la dirección Y, sin que estos interfieran en los espacios de estacionamiento. Además, la posición de la caja de ascensor y escalera se encuentra en la parte cerca de la fachada del lote, si tuviéramos la escalera posicionada en una zona más centrada en el área podríamos tener un mejor comportamiento en cuanto a torsión y desplazamientos.

Las dimensiones elegidas en la etapa previa al análisis se realizaron siguiendo las recomendaciones de referentes en la ingeniería civil además de aquellas descritas en la norma para omitir la comprobación de las deflexiones en los elementos horizontales, por ejemplo. A pesar de los cálculos rápidos de predimensionamiento antes descritos, se probó mediante un análisis simple por cargas de gravedad en los elementos estructurales más críticos para comprobar la suficiente resistencia de ellos, así, por ejemplo, tomamos la columna con mayor área tributaria y probamos si la sección elegida es correcta para las solicitaciones de carga axial en la base del primer piso usando la fórmula de la máxima carga axial que soporta. Los métodos antes descritos para la elección de las dimensiones de los elementos estructurales resultaron correctos y las dimensiones suficientes tanto para el diseño por resistencia ante cargas de gravedad y sísmicas como para el control de los desplazamientos.

El análisis sísmico realizado fue satisfactorio, ya que se cumplió lo esperado en cuanto a control de desplazamientos en ambas direcciones, además se logró obtener una estructura regular en su totalidad. Tal como se mencionó en los capítulos iniciales, la dirección crítica para el control de las distorsiones fue la dirección Y, donde se obtuvo una deriva de 5 por mil; por otro lado, en la dirección X se obtuvo una deriva de 1.7 por mil, esto debido a la posibilidad de dotar de rigidez en este sentido en los límites de propiedad; en ambos casos la deriva fue menor a la permitida de 7 por mil. La irregularidad por torsión fue difícil de controlar, específicamente en el pórtico ubicado en la fachada por el caso de excentricidad negativa para el sismo en dirección Y; por esta razón se aumentó el peralte y se cambió la orientación de las columnas ubicadas en este eje.

Se hubiera podido controlar más los desplazamientos si tuviéramos más pórticos o placas de concreto en la dirección Y, la imposibilidad de colocar elementos en esta dirección trae consigo que estemos casi al límite en las derivas en esta dirección por torsión.

Otro punto importante para considerar son los periodos obtenidos del análisis sísmico modal usando 3 grados de libertad por piso y la comparación con el periodo aproximado obtenido del análisis por traslación pura. En el primer caso, el periodo resultó 0.48 segundos, mientras que el periodo para el segundo análisis resultó 0.37 segundos.; esta diferencia refleja el carácter conservador de la norma para obtener una estructura más rígida y con mayores exigencias de cortantes.

El diseño en concreto armado se realizó satisfactoriamente y se pudo comprobar la resistencia de las secciones del predimensionamiento en los capítulos iniciales. Las vigas armadas en la dirección crítica, la dirección Y, tuvieron un comportamiento sísmico predominante; por otro lado, aquellas orientadas en la dirección X tuvieron un comportamiento de gravedad, tal como era de esperarse del análisis sísmico. El diseño de todas las vigas tuvo resultados convencionales, sin necesidad del uso del acero en compresión, ya que no se llegó a la cuantía máxima en ningún caso; sin embargo, este fue necesario para el cálculo del control de las deflexiones.

Respecto al diseño de losas, la definición de losas en dos direcciones para los paños casi cuadrados de la fachada fue una buena decisión, ya que se cubre una luz de al menos 6.5 metros con losas aligeradas a diferencia de tomar una losa maciza apoyada en vigas sobre vigas.

Respecto al diseño de las vigas, en algunos de los ejes orientados en la dirección Y tenemos luces bastante pequeñas, esto era necesario para conformar un pórtico más resistente; sin embargo, estos pórticos absorben mayores fuerzas sísmicas, pudiéramos tener una mejor distribución de fuerzas sísmicas si tuviéramos pórticos con elementos y distancias parecidos en todos los ejes, es decir, simétricos, pero la arquitectura no lo permitía.

Las columnas, en su mayoría, no presentaron problemas por cargas axiales ni momentos flectores con las secciones elegidas del predimensionamiento, sin embargo, la sección elegida

para la columna central entre los ejes B y 3 no soportó las cargas axiales amplificadas. Aun cuando se tenía la opción de aumentar el área de esta columna, se optó por aumentar la cuantía manteniendo la sección, con el fin de uniformizar las secciones y no aumentar un tipo de columna adicional. Todas presentaron las mayores solicitaciones en el tercer piso de la estructura y el diseño se vio ajustado en cuanto a la distribución de los estribos por cortante sísmica en la dirección Y. Los muros de concreto ubicados en los laterales no presentaron problema ya que existe gran longitud de ellos en la dirección en que están orientados; el caso de análisis más complejo fue en la dirección Y, en la placa que sirve como caja de ascensor. Las ramas orientadas en Y necesitaron un ancho 25 cm, se tomó en cuenta la influencia de los muros transversales a ellas para aumentar el aporte del concreto y se necesitó usar la máxima cuantía de acero permisible; las varillas usadas fueron de diámetro 5/8", lo cual no es convencional para el armado de una placa.

Finalmente, las cimentaciones consistieron en zapatas aisladas, conectadas y combinadas; la capacidad portante fue de un suelo bueno característico de Lima de 4kg/cm². Ningún diseño de las zapatas aisladas presentó problemas, a excepción de la zapata aislada que soporta la placa ubicada en la parte trasera de la planta que necesitó redistribución de momentos por la aparición de tracciones en el suelo. Todas las cimentaciones ubicadas en los laterales fueron conectadas a las cimentaciones centrales para contrarrestar las excentricidades y disminuir el ancho en ellas. La única zapata combinada se presentó en la zona del ascensor y se diseñó sin problemas.

En suma, el resultado de los conceptos descritos en este documento es el juego de planos estructurales los cuales ilustran la geometría de los elementos estructurales, la correcta ubicación en planta de ellos, los refuerzos de acero colocados, entre otros, suficientes para la puesta en construcción. Además, se tuvo especial cuidado en la constructabilidad del proyecto; así, se tomó en cuenta la uniformización de las secciones, la continuidad de las uniones de los

elementos, la ubicación del acero en el desarrollo de los elementos, los trazos de ejes, niveles de entepiso, y demás; de tal manera que el proyecto tenga una construcción simple.



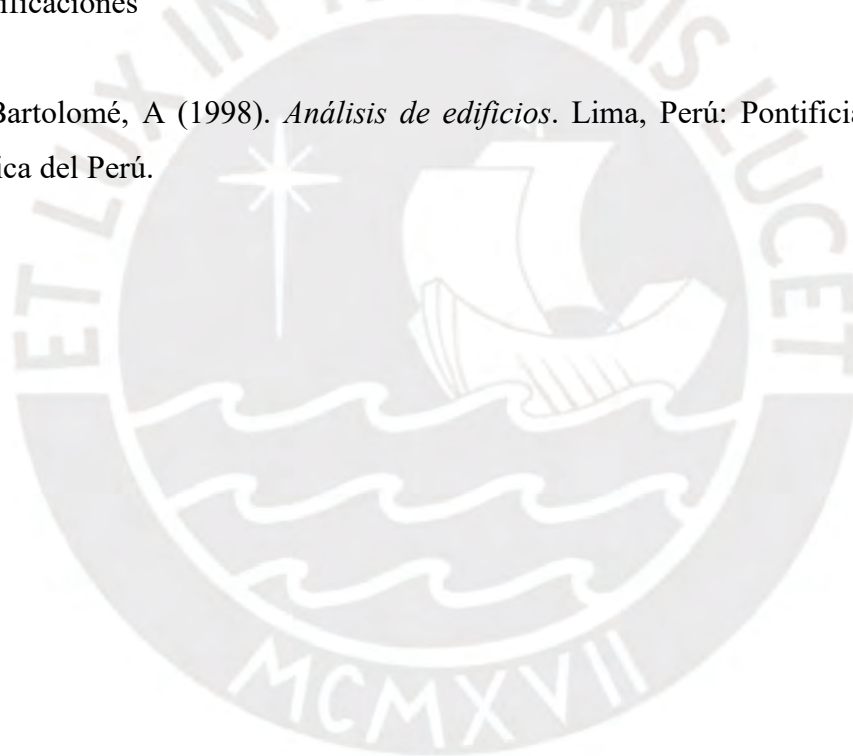
BIBLIOGRAFÍA

Blanco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). *NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.060 CONCRETO ARMADO*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2016). *NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.030 Ingeniería Sismorresistente*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones

San Bartolomé, A (1998). *Análisis de edificios*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.

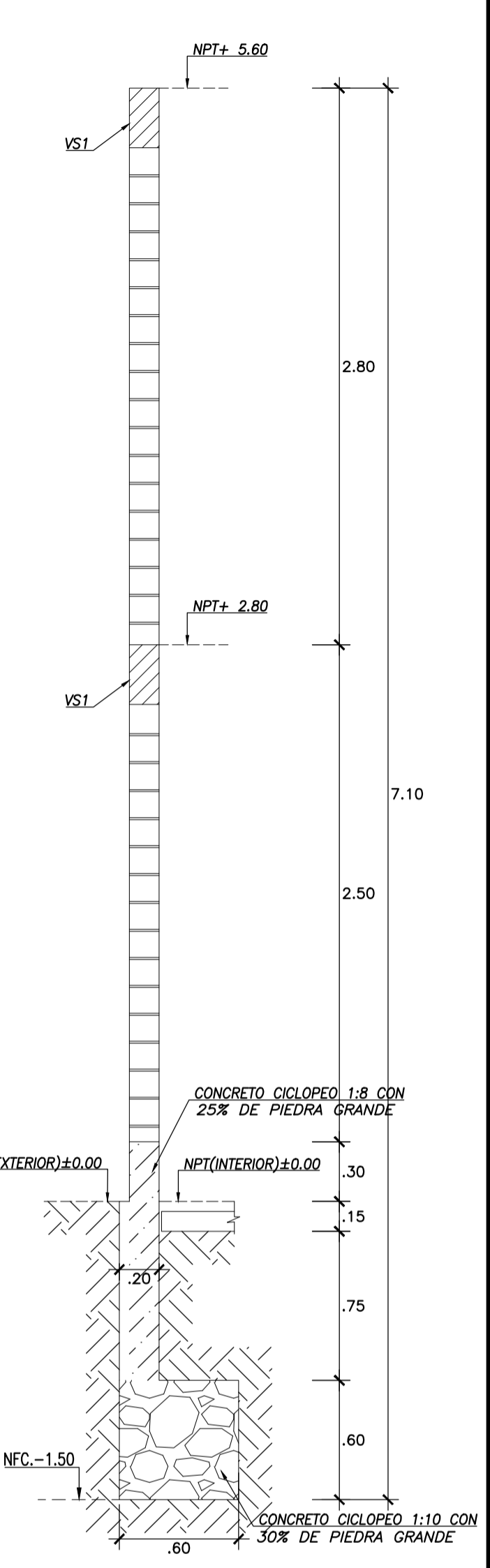
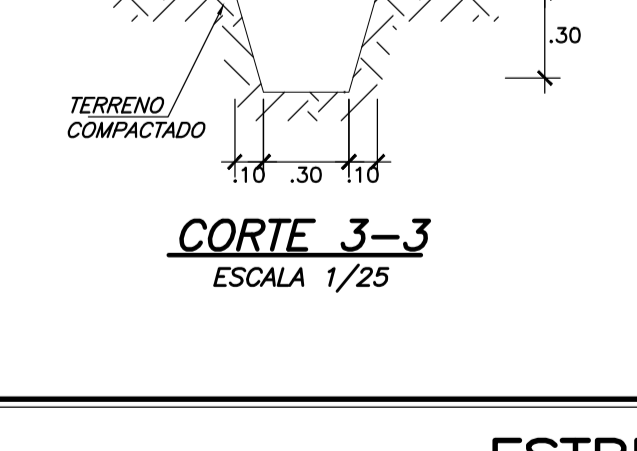
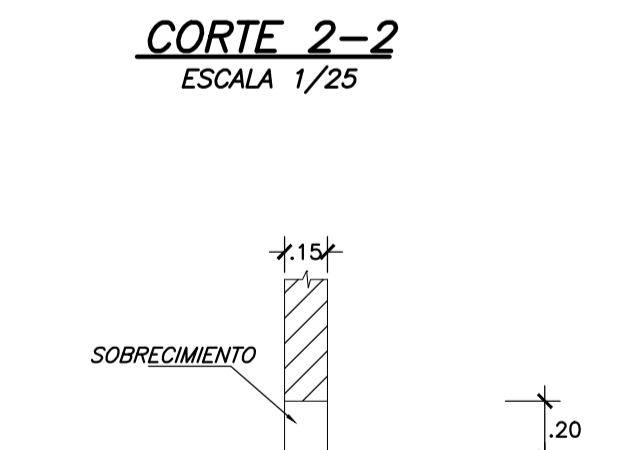
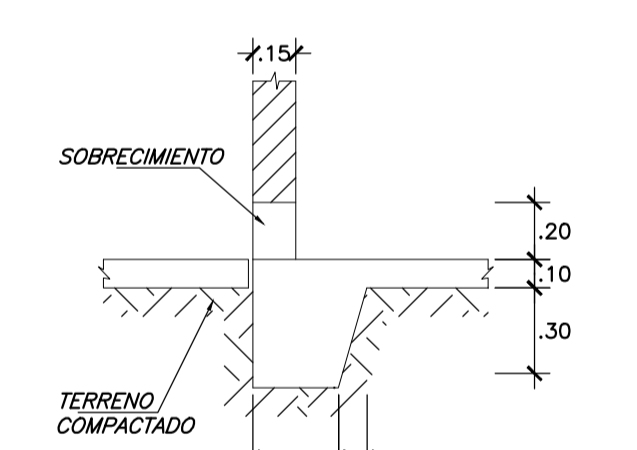
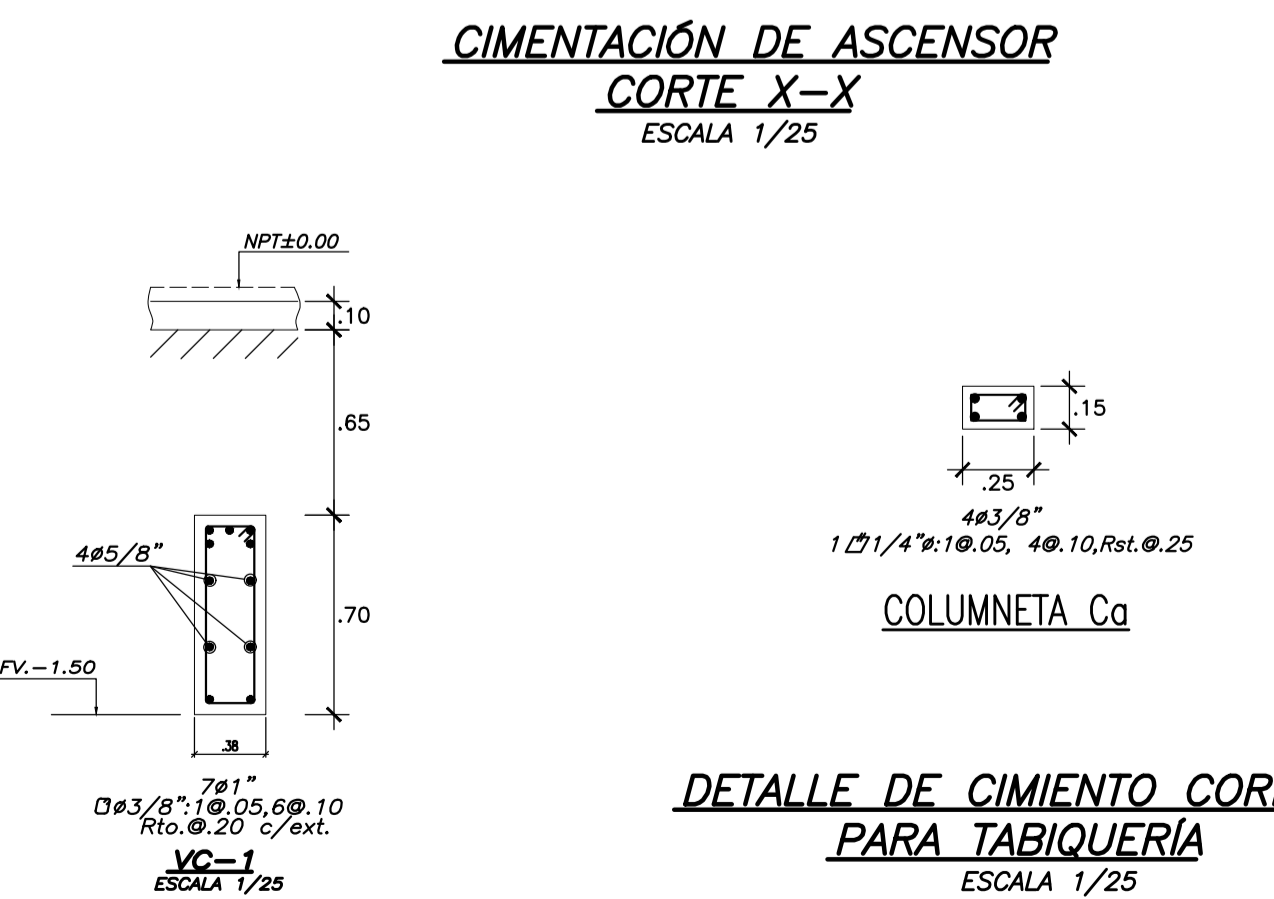
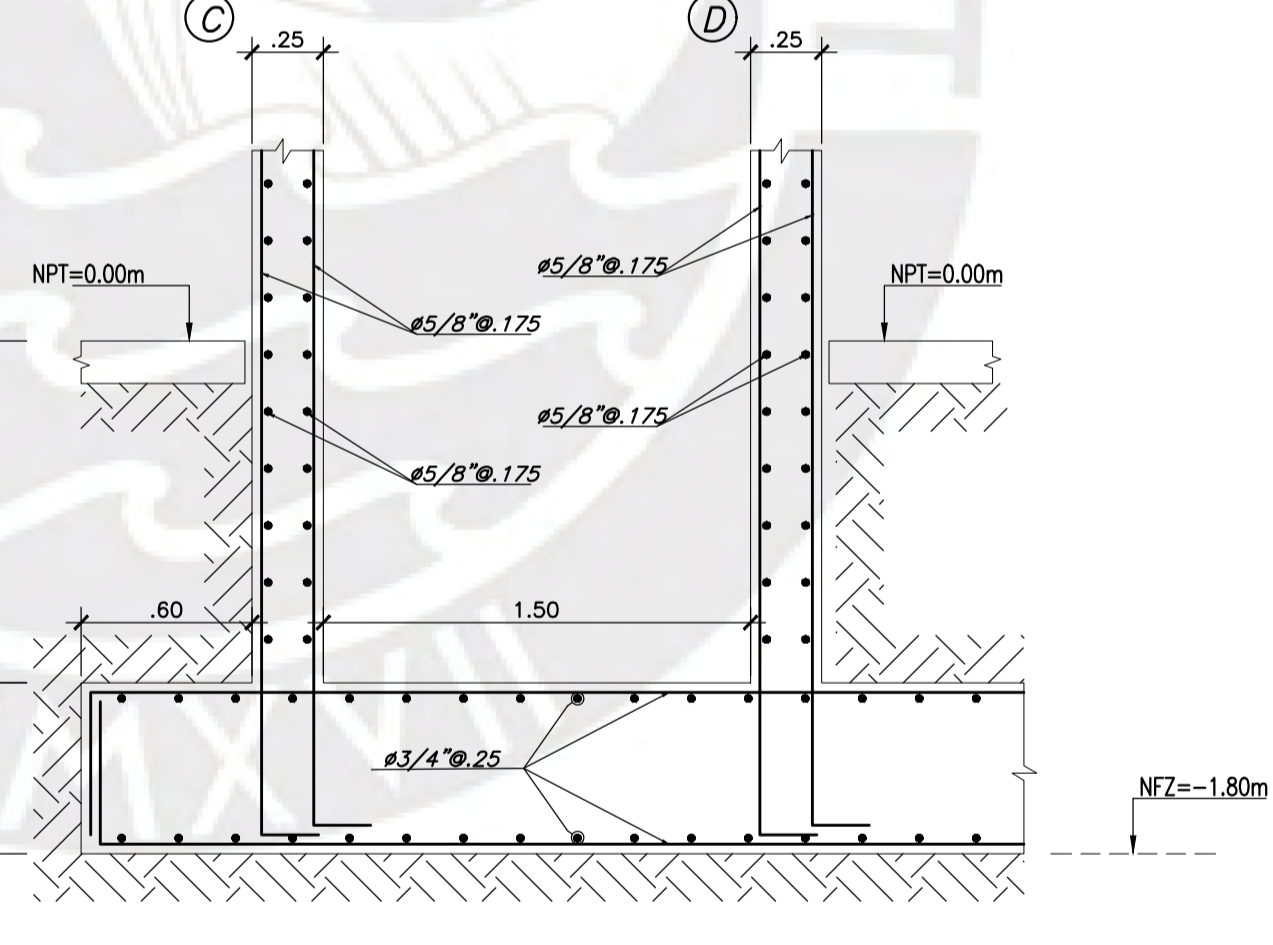
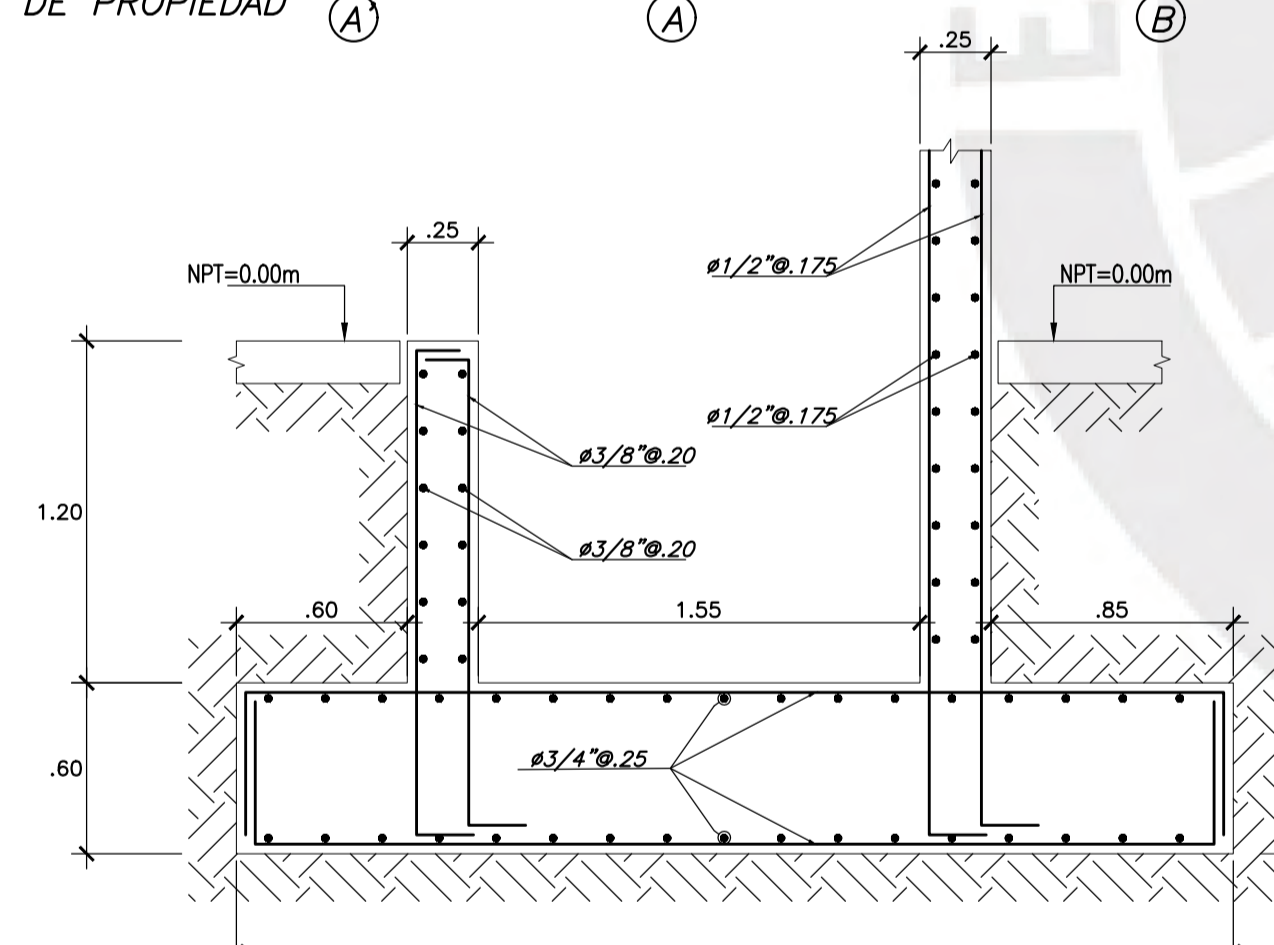
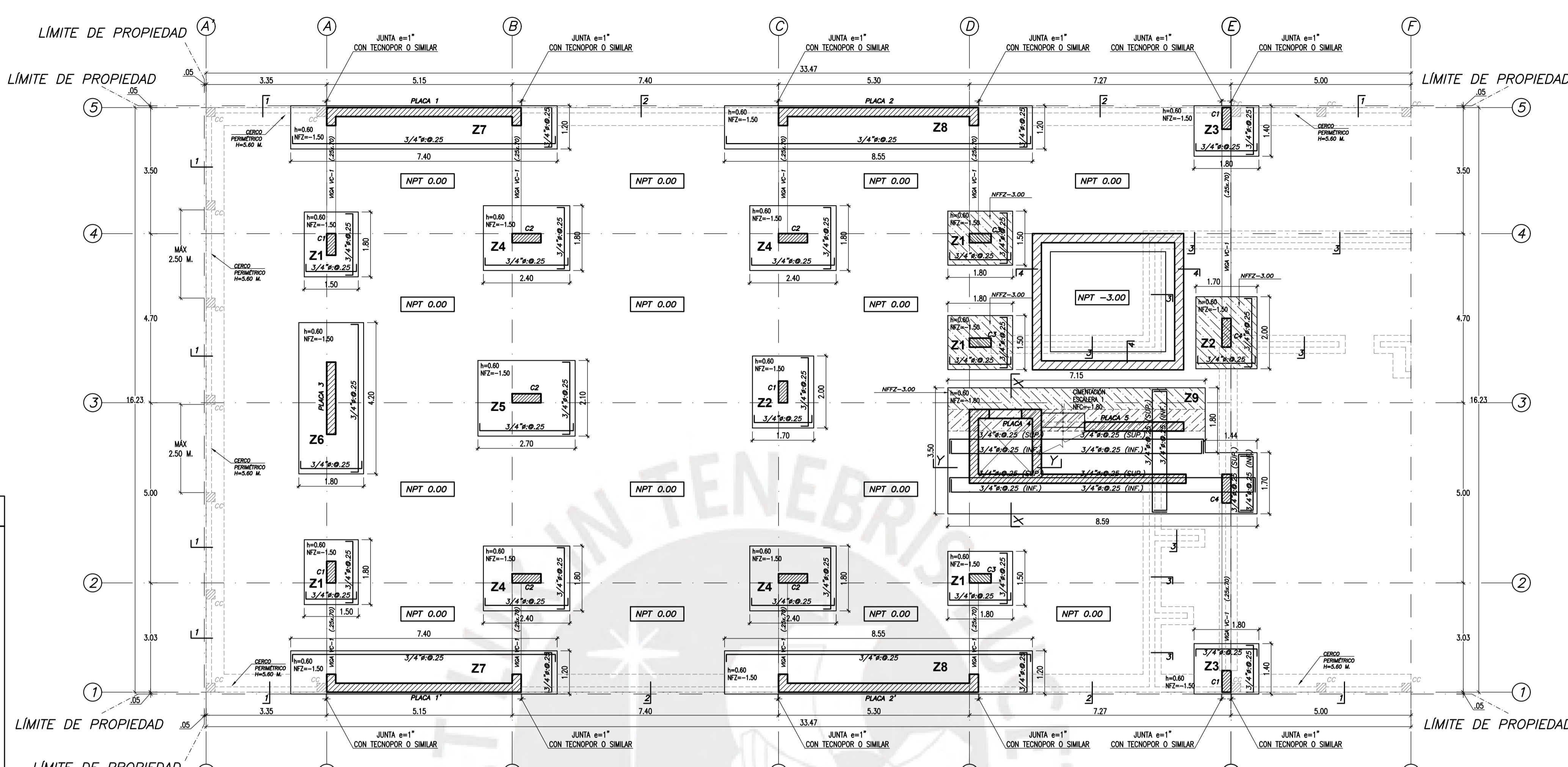


PARÁMETROS SISMORESISTENTES	
a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:	
- MUROS ESTRUCTURALES (X-X)	
- MUROS ESTRUCTURALES (Y-Y)	
b) PARÁMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA:	
- FACTOR DE ZONA (ZONA 4):	Z=0.45
- FACTOR DE SUELO (TIPO S1):	S=1.00
- FACTOR DE USO (CAT.C):	U=1.00
- FACTOR DE REDUCCIÓN X-X:	Rm=4.5 Rm=6
- FACTOR DE REDUCCIÓN Y-Y:	Ry=4.5 Ry=6
- FACTOR DE IRREGULARIDAD:	Ir=1.00 (REGULAR)
- PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN:	
- DIRECCIÓN X-X:	T= 0.28 s
- DIRECCIÓN Y-Y:	T= 0.49 s
c) CORTANTE BASAL DE DISEÑO:	
- DIRECCIÓN X-X:	V= 361 ton
- DIRECCIÓN Y-Y:	V= 298 ton
d) DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL ÚLTIMO NIVEL:	
- DIRECCIÓN X-X:	D= 2.2 cm
- DIRECCIÓN Y-Y:	D= 6.6 cm
e) DERIVAS MÁXIMAS:	
- DIRECCIÓN X-X:	df= 0.0017
- DIRECCIÓN Y-Y:	df= 0.0050
- MÁXIMA PERMITIDA:	df= 0.0070

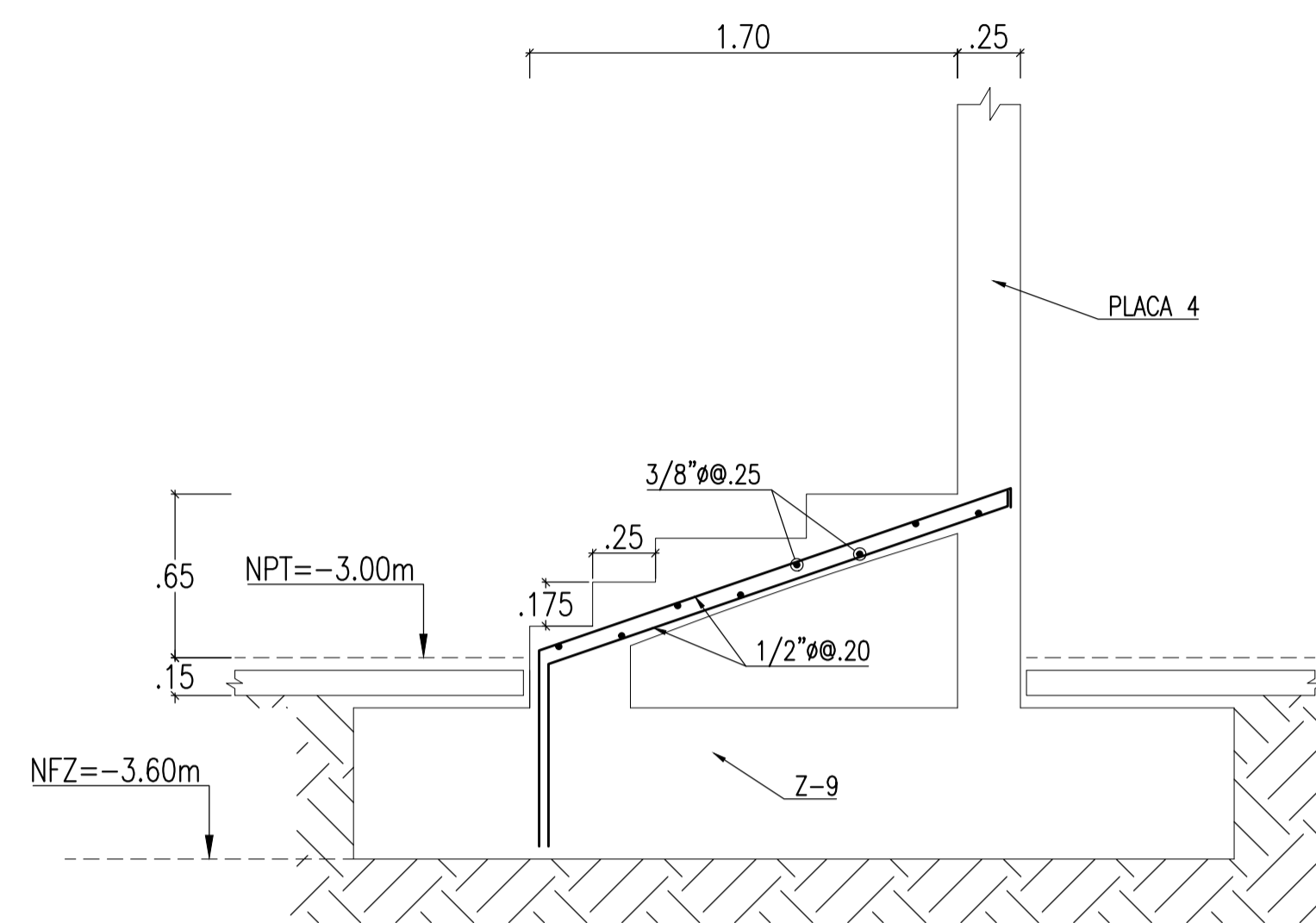
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
CEMENTO	
CEMENTO PORTLAND TIPO I (No se registra ataque químico en el suelo de fundación)	
CONCRETO ARMADO	
- CIMENTACIÓN	f'c= 210 kg/cm ²
- COLUMNAS, MUROS Y PLACAS (1"-5" PISO)	f'c= 210 kg/cm ²
- LOSAS Y VIGAS	f'c= 210 kg/cm ²
- MUROS DE CISTERNA	f'c= 280 kg/cm ²
- COLUMNETAS Y SOLERAS	f'c= 280 kg/cm ² (RELACION d/c=45) f'c= 175 kg/cm ²
ACERO DE REFUERZO	
- BARRAS CORRUGADAS ASTM A-615	fy= 4200 kg/cm ²
CONCRETO SIMPLE EN ALBAÑILERIA	
- CEMENTO CORRIDO	f'c= 100 kg/cm ² + 30% P.G. (TAMAÑO MÁXIMO 5")
- SOBRECIMIENTO	f'c= 140 kg/cm ² + 25% P.G. (TAMAÑO MÁXIMO 3")
- FALSA ZAPATA	MEZCLA CEMENTO : HORMIGÓN 1:1.2 + 30% P.G. (TAMAÑO MÁXIMO 8")
- SOLADO	f'c= 100 kg/cm ²
ALBAÑILERIA (TABIQUERIA)	
- LADRILLO TIPO IV (KK 18 HUECOS)	f'm= 65 kg/cm ²
- MORTERO TIPO P2	MEZCLA 1:4 (CEMENTO-ARENA)
- CONEXIÓN DENTADA A COLUMNETAS	MIN 5.0 cm
- JUNTA ENTRE HILADAS	1.0 cm
RECUBRIMIENTOS	
- ZAPATAS	7.0 cm
- COLUMNAS, MUROS, PLACAS Y VIGAS PERALTADAS	4.0 cm
- COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS (e.s.15)	2.5 cm
- LOSAS, VIGUETAS DE TECHO Y VIGAS CHATAS	2.0 cm
- MUROS DE CISTERNA	5.0 cm

CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA AMBOS BLOQUES	
SEGÚN EL ESTUDIO DE SUELOS REALIZADO:	
- TIPO DE CIMENTACIÓN	ZAPATAS AISLADAS, COMBINADAS, CONECTADAS Y/O CIMIENTOS CORRIDOS
- SUELO APOYO DE CIMEN	GRAVA ARENOSA MEDIANAMENTE DENSA
PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN:	
- PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN	1.50 m
- PRESIÓN ADMISIBLE	4.00 kg/cm ²
- FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE	3.0
- ASENTAMIENTO DIFERENCIAL MÁXIMO ACEPTABLE	2.54 cm
PARÁMETROS SISMICOS DEL SUELO:	
- ZONA SISMICA	ZONA 4
- TIPO DE PERFIL DEL SUELO	SUELO TIPO S1
- FACTOR DEL SUELO (S)	1.00
- PERIODO TP (s)	0.4
- PERIODO TL (s)	2.5
- AGRESIVIDAD DEL SUELO	BAJO DE SALES
- NAPA FREÁTICA	NO DETECTADA

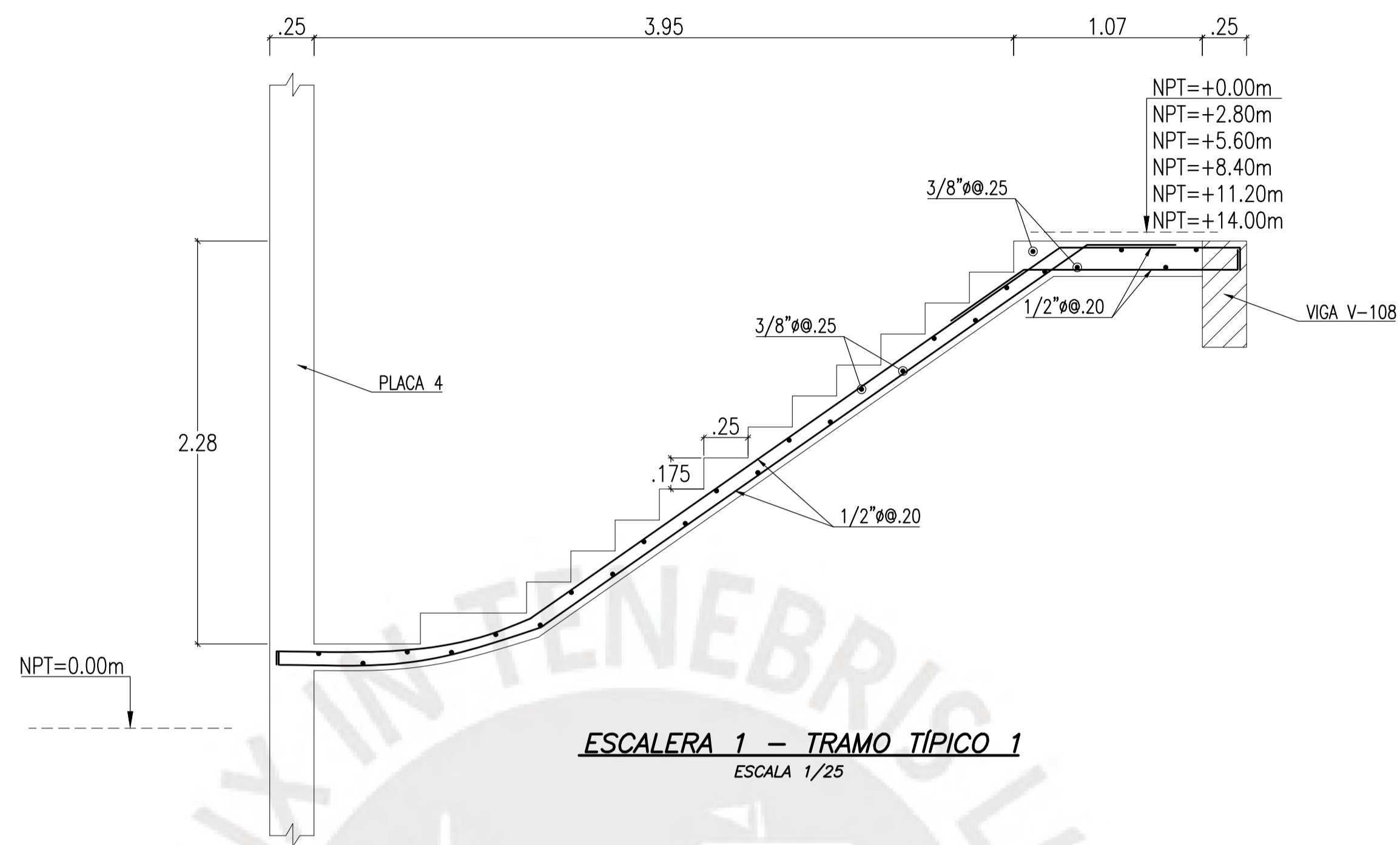
LEYENDA	
	COLUMNA CONCRETO
	PLACA CONCRETO
	MURO CONCRETO
	MURO DE ALBAÑILERÍA



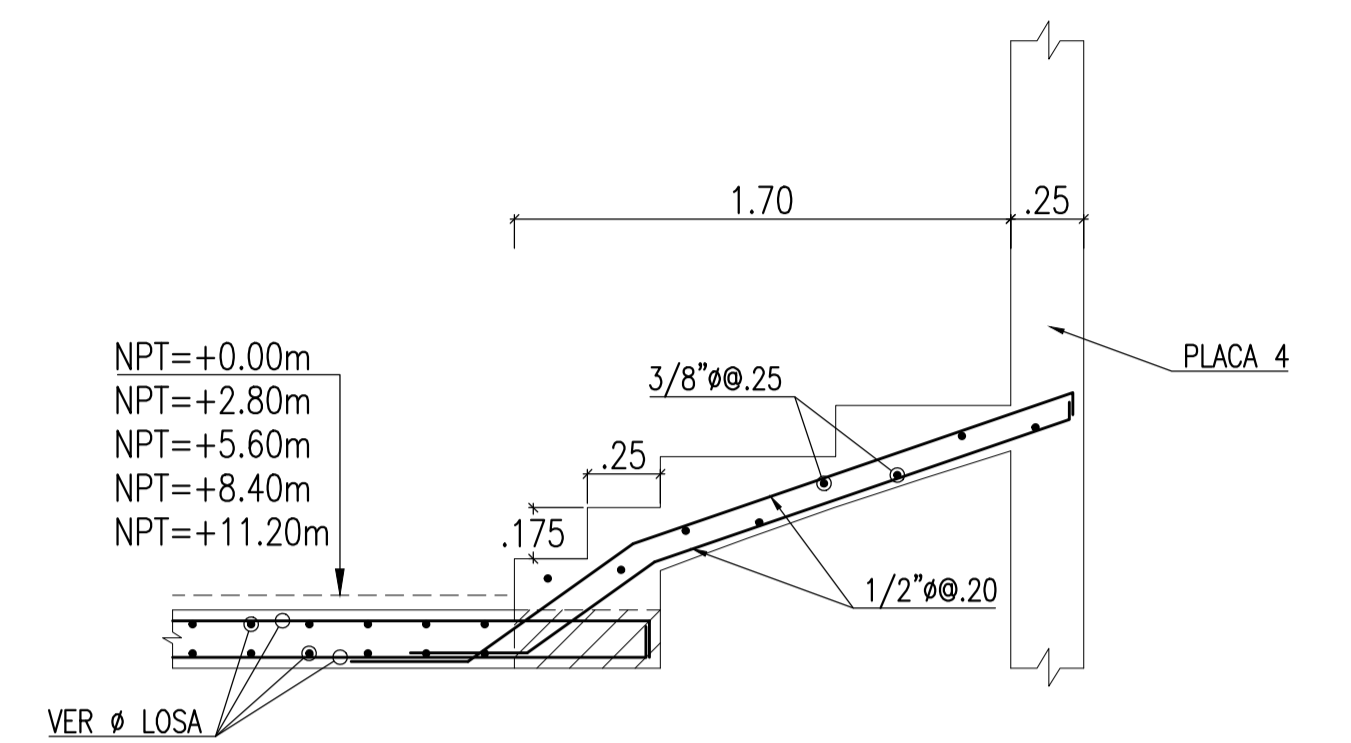
ESTRUCTURAS			
PROYECTO : DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS SIN SÓTANOS		PROYECTO N° 21-0001	
PLANO : PLANTA DE CIMENTACIÓN		FECHA SETIEMBRE 2021	
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO MATEO BARRIOS TELLO	DIBUJO M.B.T	ESCALA 1/75
			E-01/14



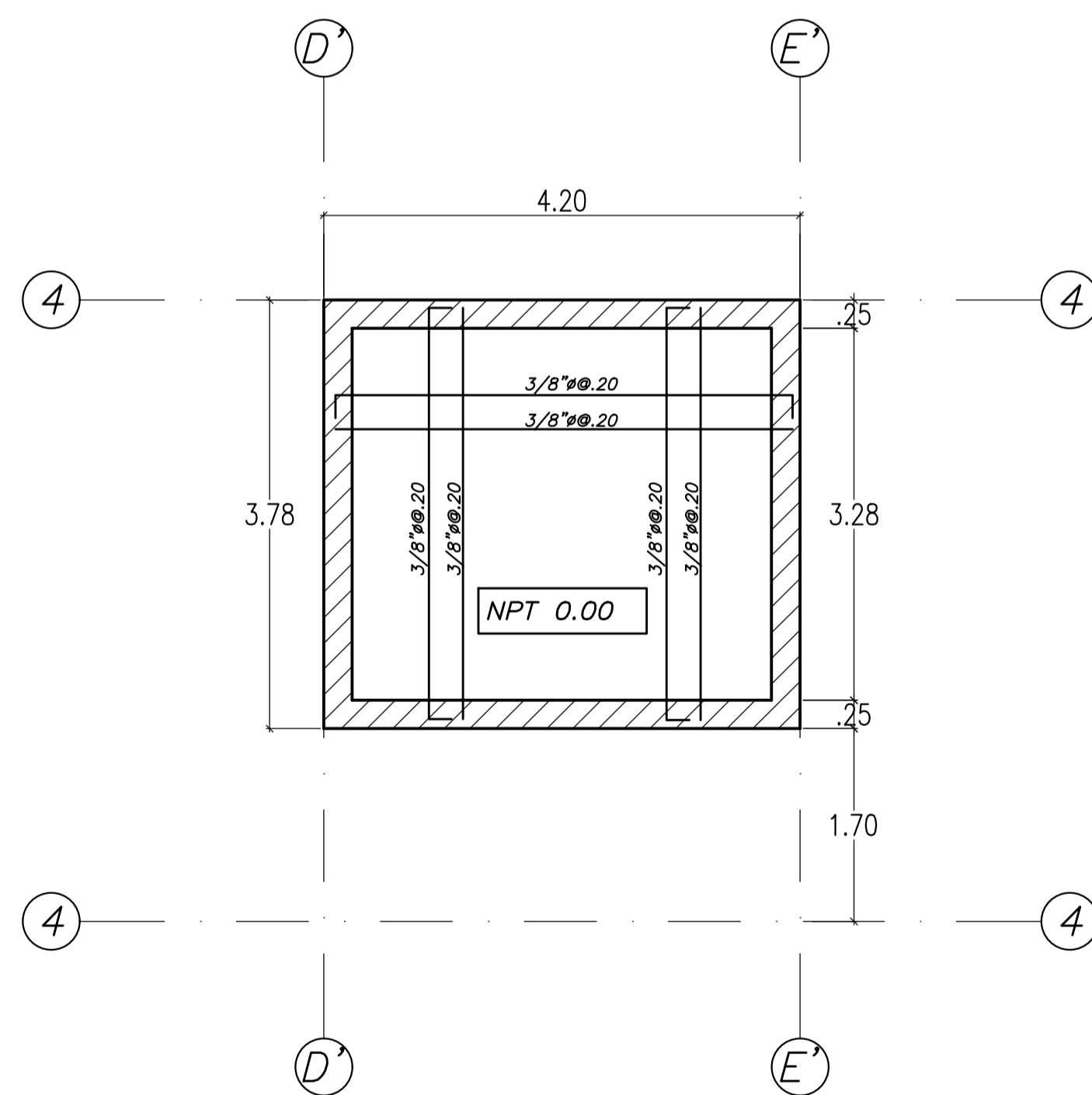
ESCALERA 1 - TRAMO 1
ESCALA 1/25



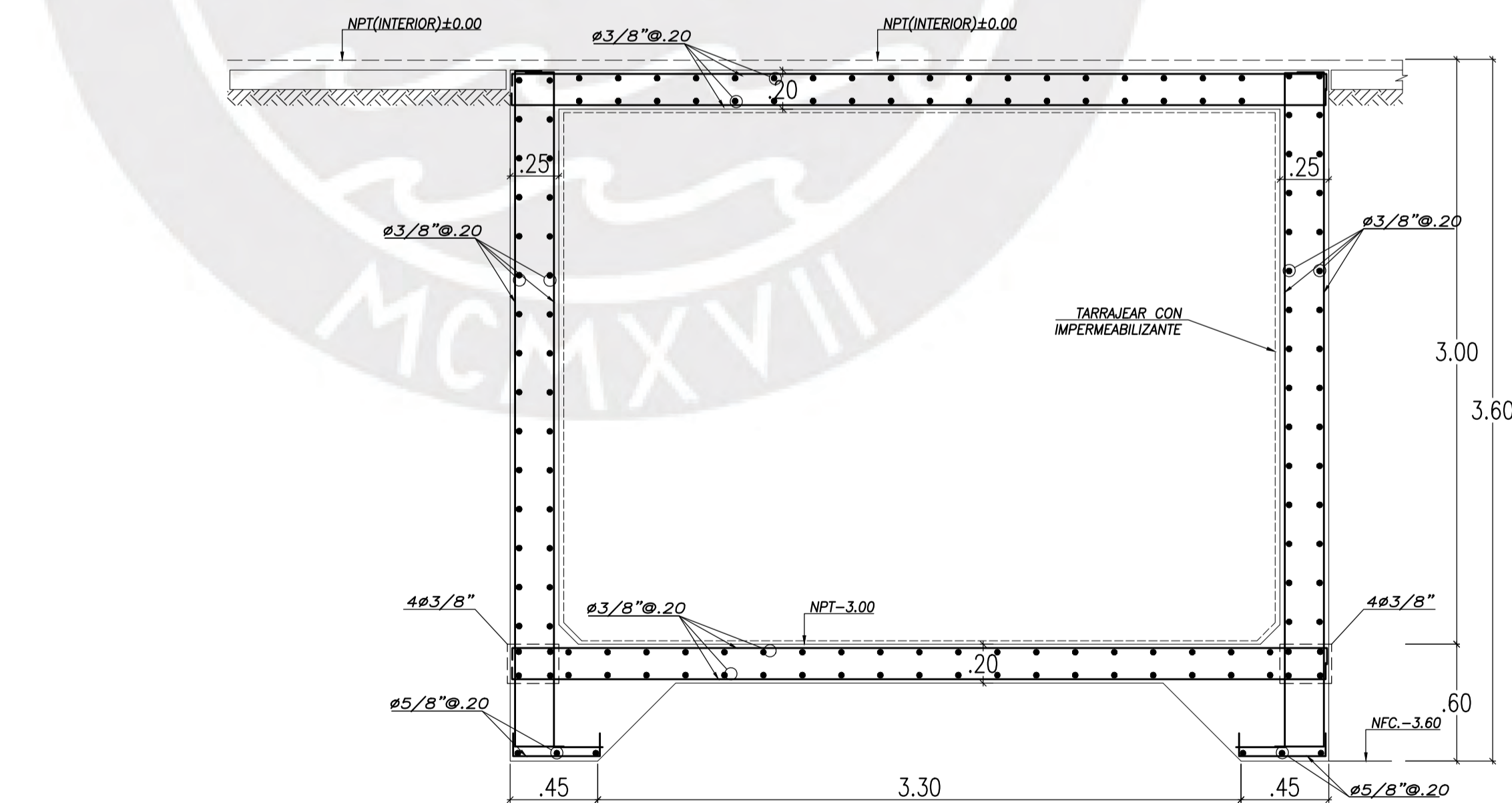
ESCALERA 1 - TRAMO TÍPICO 1
ESCALA 1/25



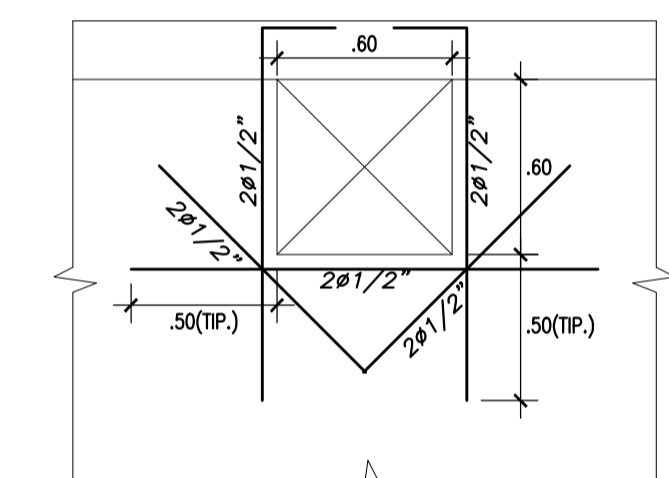
ESCALERA 1 - TRAMO TÍPICO 2
ESCALA 1/25



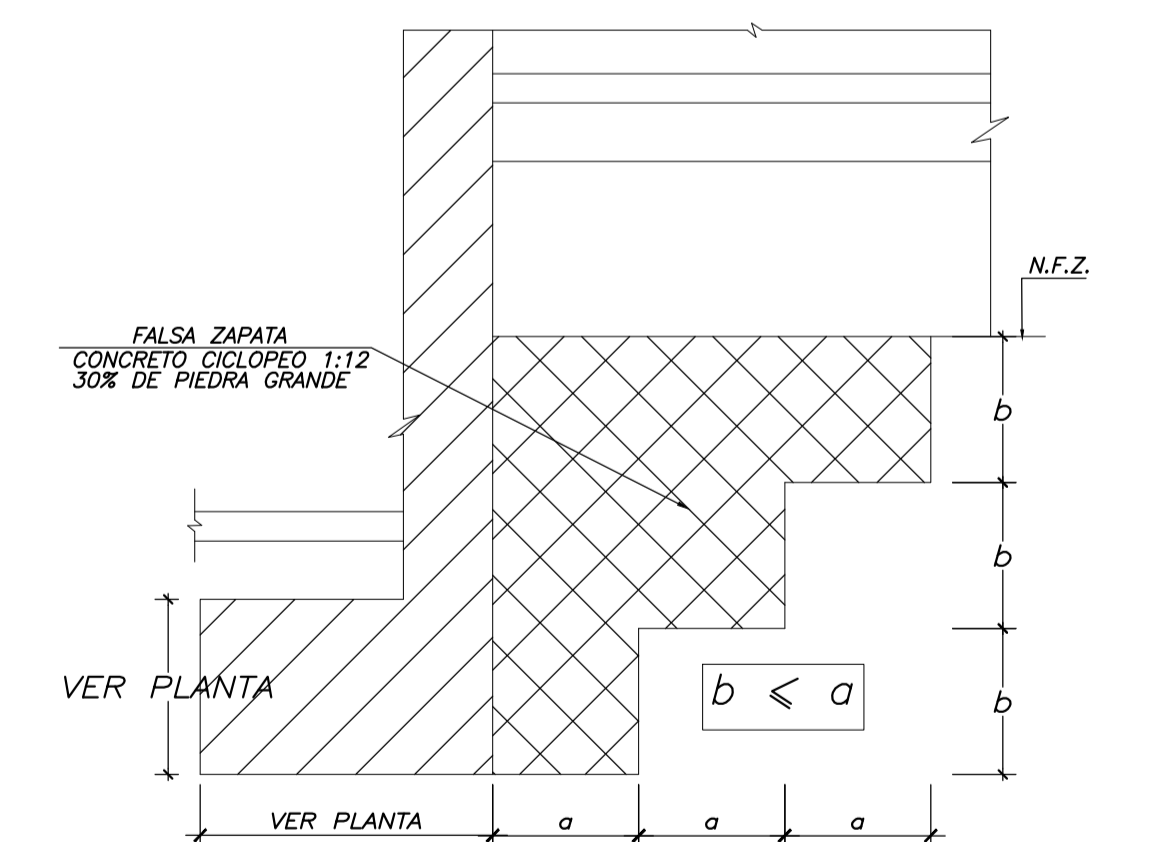
ENCOFRADO DE TECHO DE CISTERNA (h=0.20)
(S/C = 500 KG/M²)
ESCALA 1/25



CORTE 4-4
ESCALA 1/25

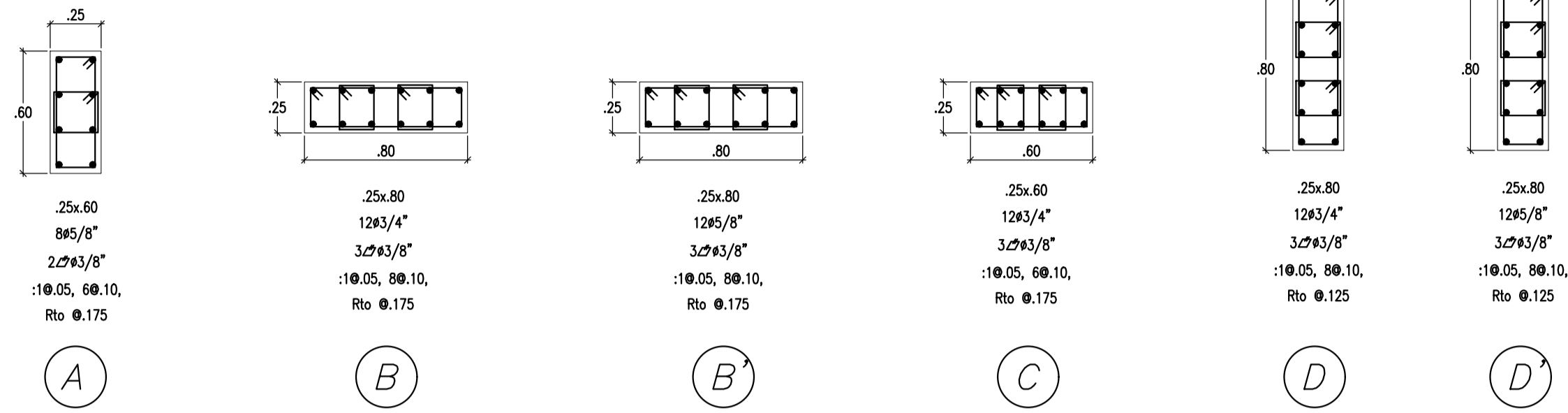


DETALLE TÍPICO DE ABERTURA EN CISTERNA (ELEVACION)



DETALLE DE FALSA ZAPATA ESCALONADA

ESTRUCTURAS				
PROYECTO : DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS SIN SÓTANOS				PROYECTO N° 21-0001
PLANO : ESCALERA Y CISTERNA				FECHA SEPTIEMBRE 2021
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO MATEO BARRIOS TELLO	DIBUJO M.B.T	ESCALA 1/50	E-02/14

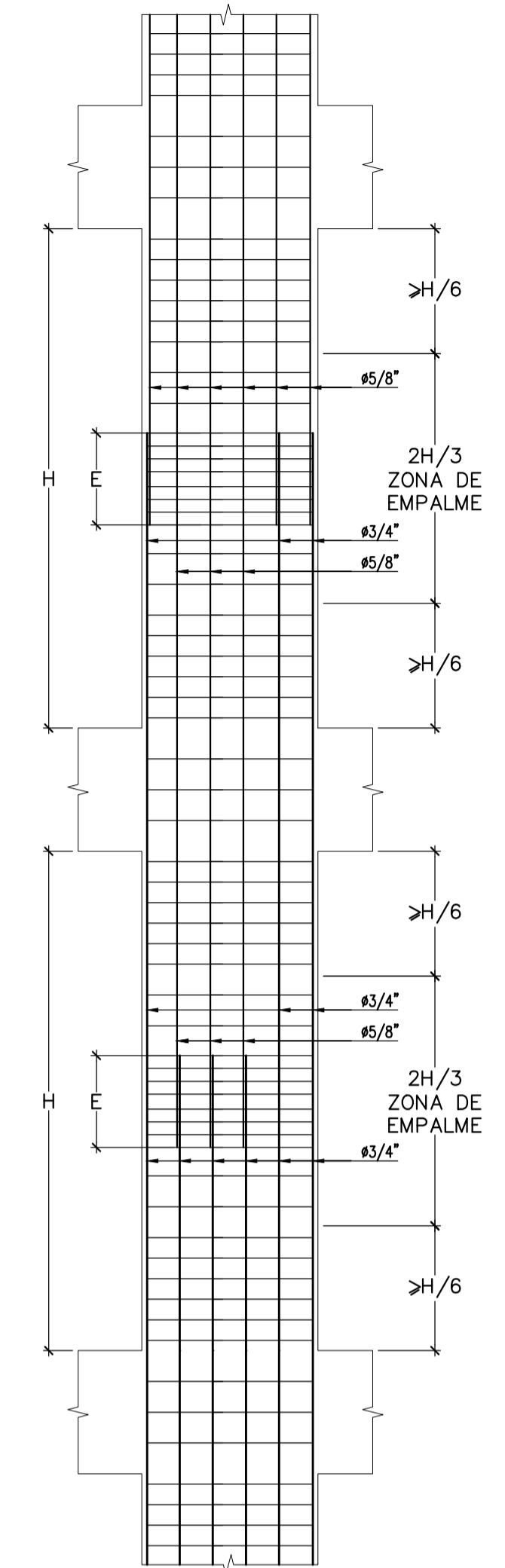


SECCIÓN DE COLUMNAS
ESCALA 1/25

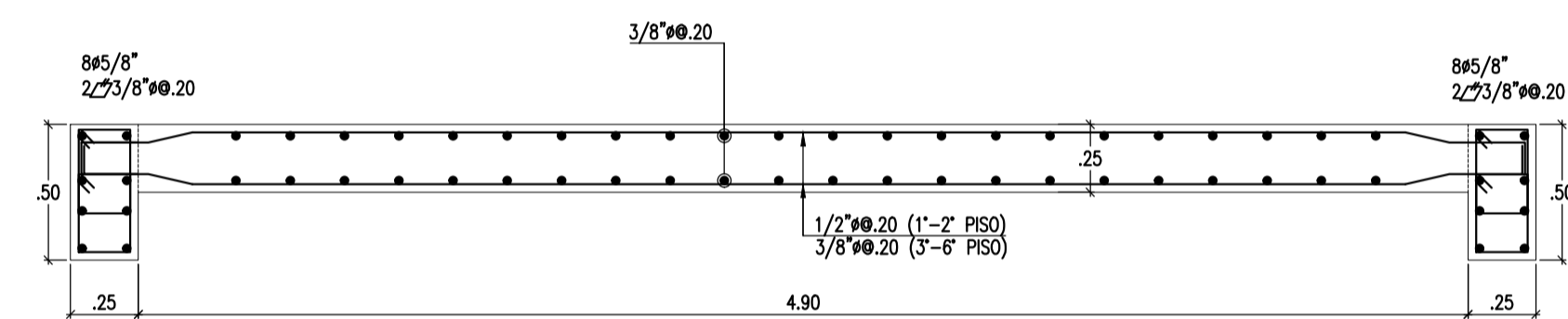
CUADRO DE COLUMNAS				
COLUMNA	C1	C2	C3	C4
PISO				
PISOS 1'-2'	(A)	(B)	(C)	(D)
PISOS 3'-6'		(B')		(D')

PISO 4

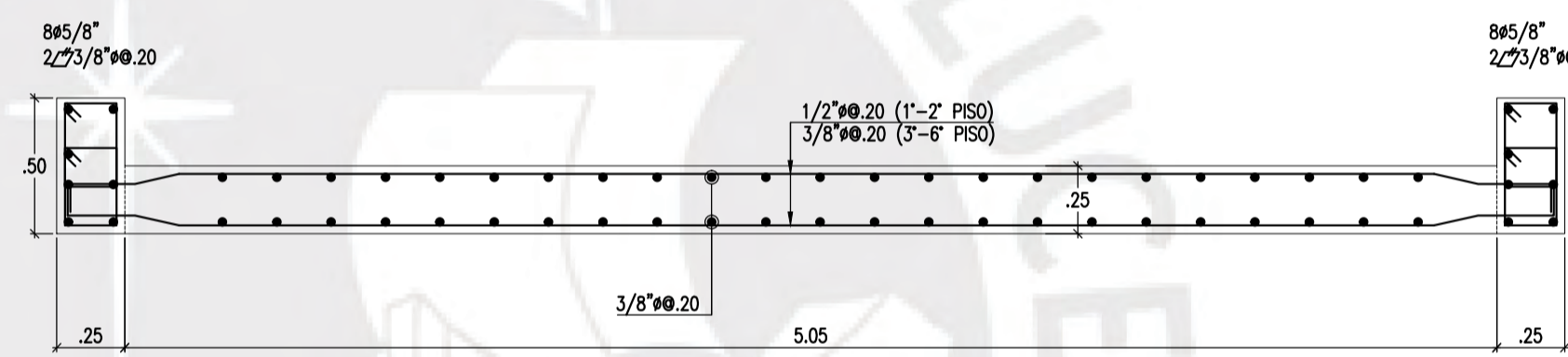
PISO 3



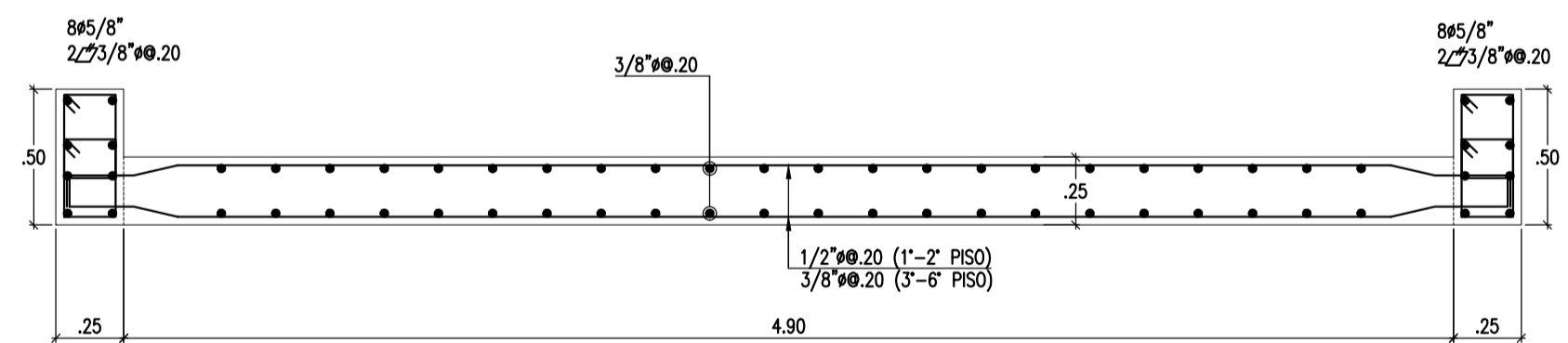
CAMBIO DE ACERO EN COLUMNAS C-2 Y C-4
ESCALA 1/25



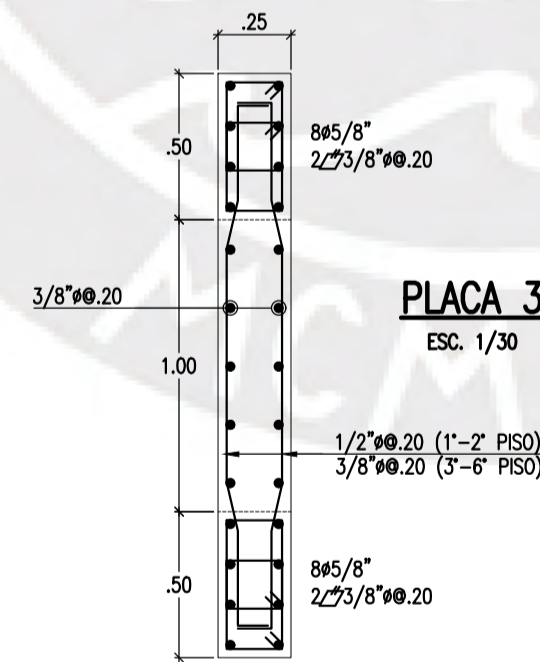
PLACA 1
ESC. 1/30



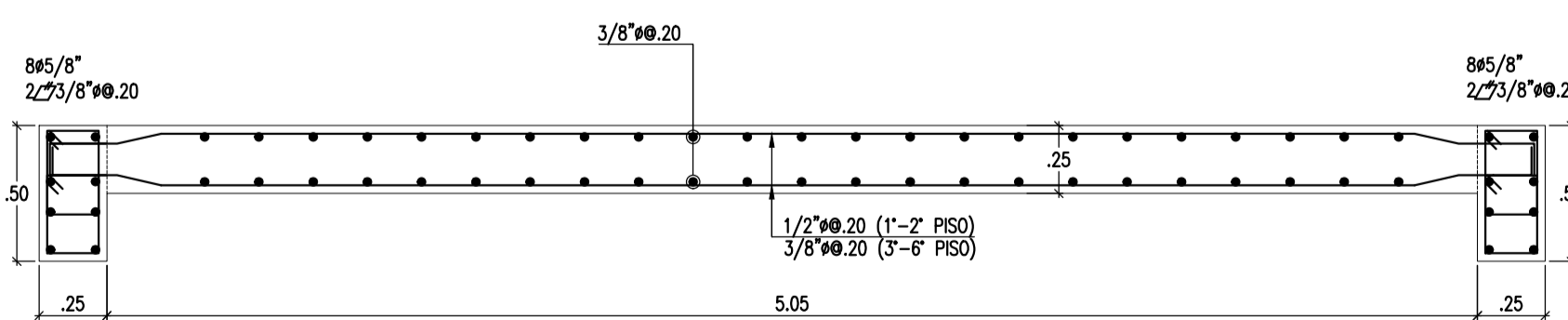
PLACA 2'
ESC. 1/30



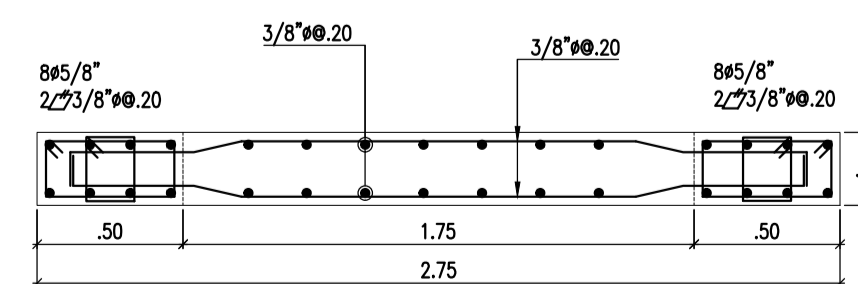
PLACA 1'
ESC. 1/30



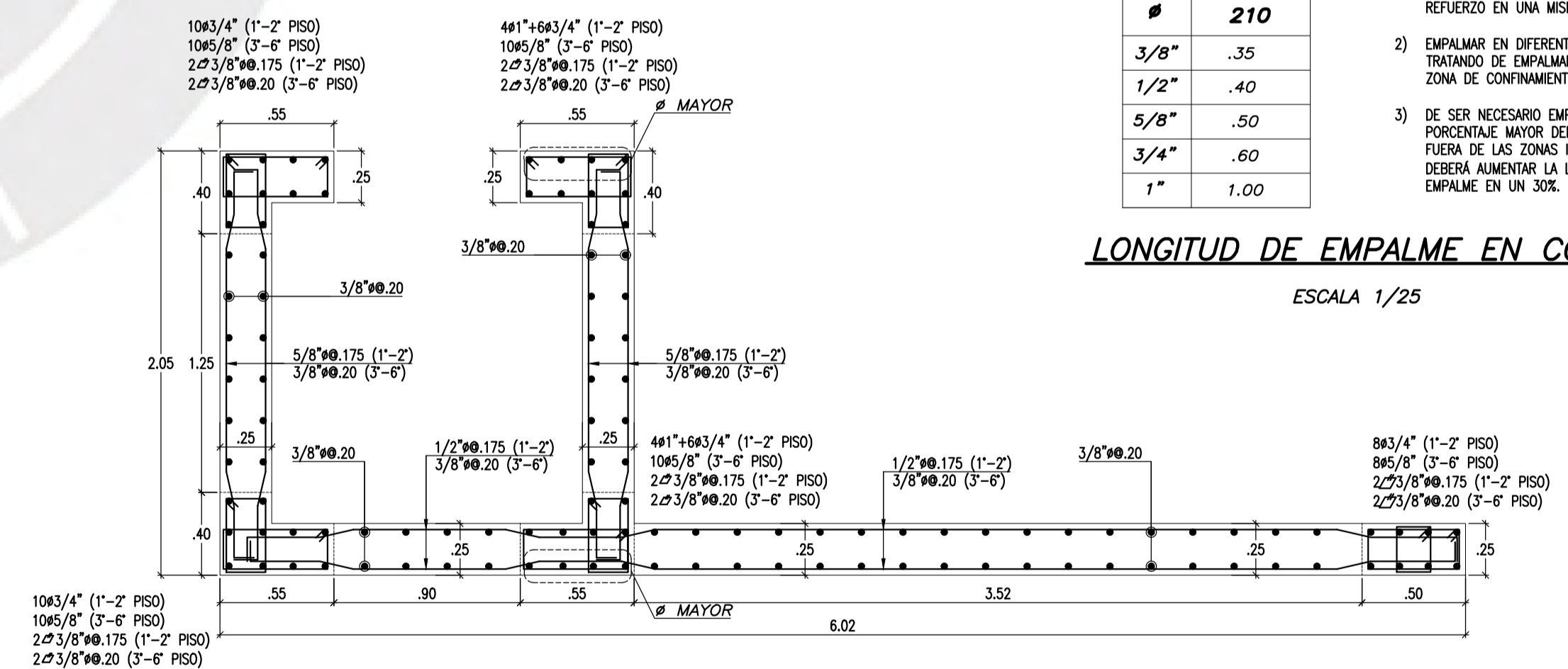
PLACA 3
ESC. 1/30



PLACA 2
ESC. 1/30



PLACA 5
ESC. 1/30



PLACA 4
ESC. 1/30

E(m)	
Ø	210
3/8"	.35
1/2"	.40
5/8"	.50
3/4"	.60
1"	1.00

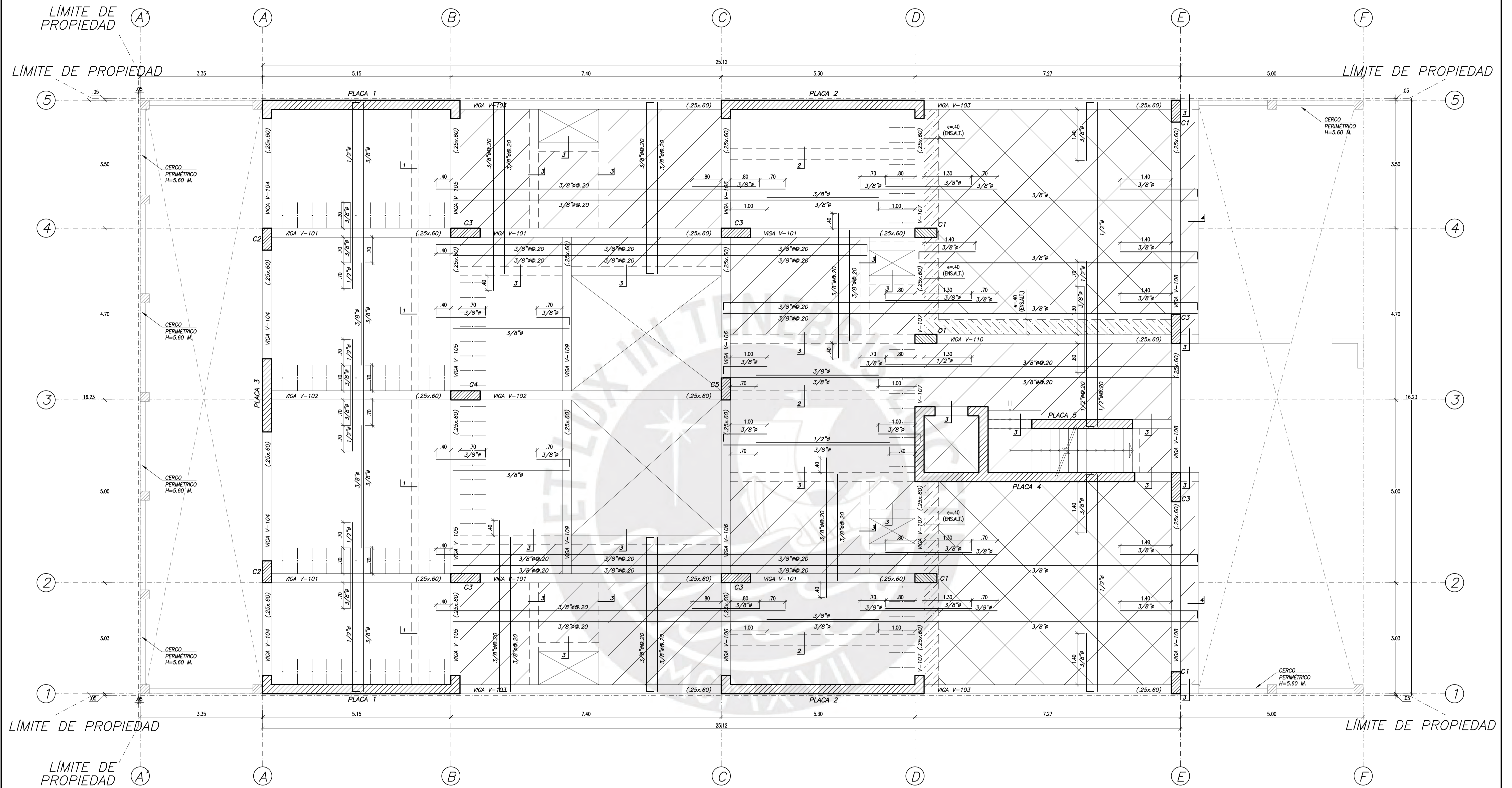
NOTAS:

- 1) EMPALMAR MÁXIMO EL 50% DEL REFUERZO EN UNA MISMA SECCIÓN.
- 2) EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE EMPALMAR FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO.
- 3) DE SER NECESARIO EMPALMAR UN PORCENTAJE MAYOR DEL REFUERZO, O FUERA DE LAS ZONAS INDICADAS, SE DEBERÁ AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30%.

LONGITUD DE EMPALME EN COLUMNAS
ESCALA 1/25

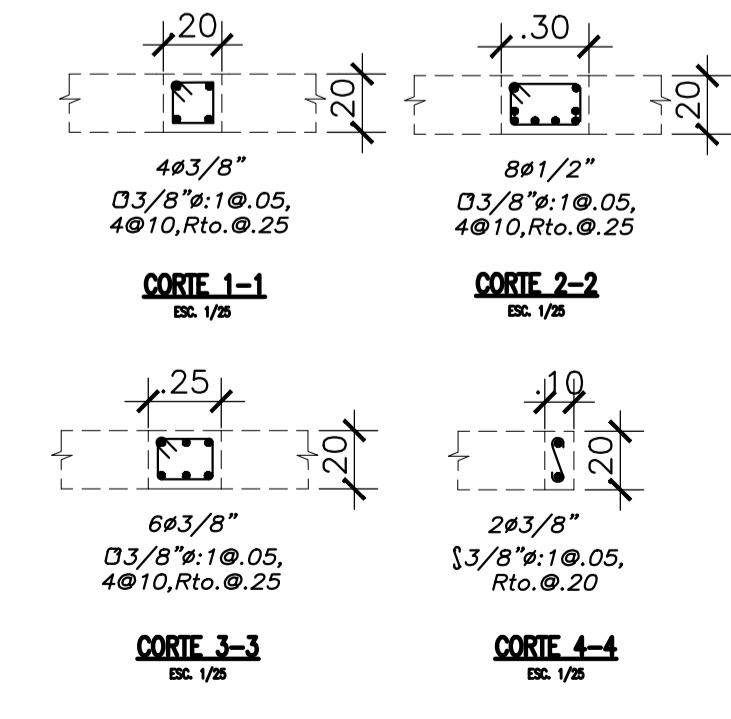
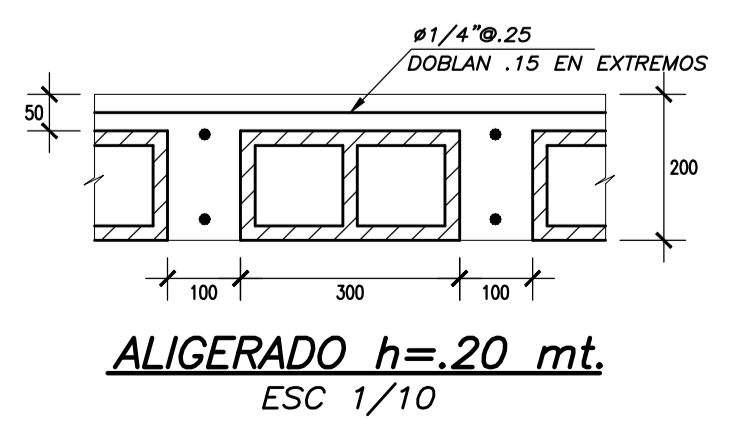
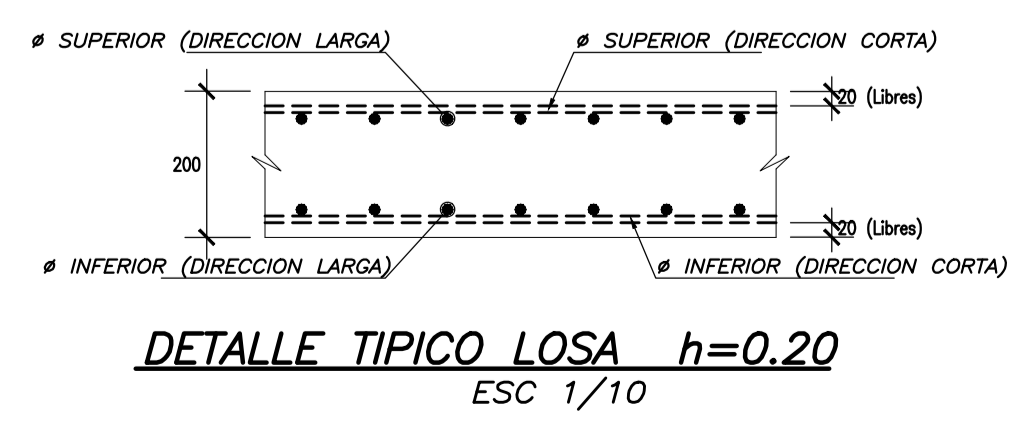
ESTRUCTURAS

PROYECTO : DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS SIN SÓTANOS		PROYECTO N° 21-0001	
PLANO : COLUMNAS Y PLACAS		FECHA SEPTIEMBRE 2021	
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO MATEO BARRIOS TELLO	DIBUJO M.B.T	ESCALA 1/50
			E-03/14

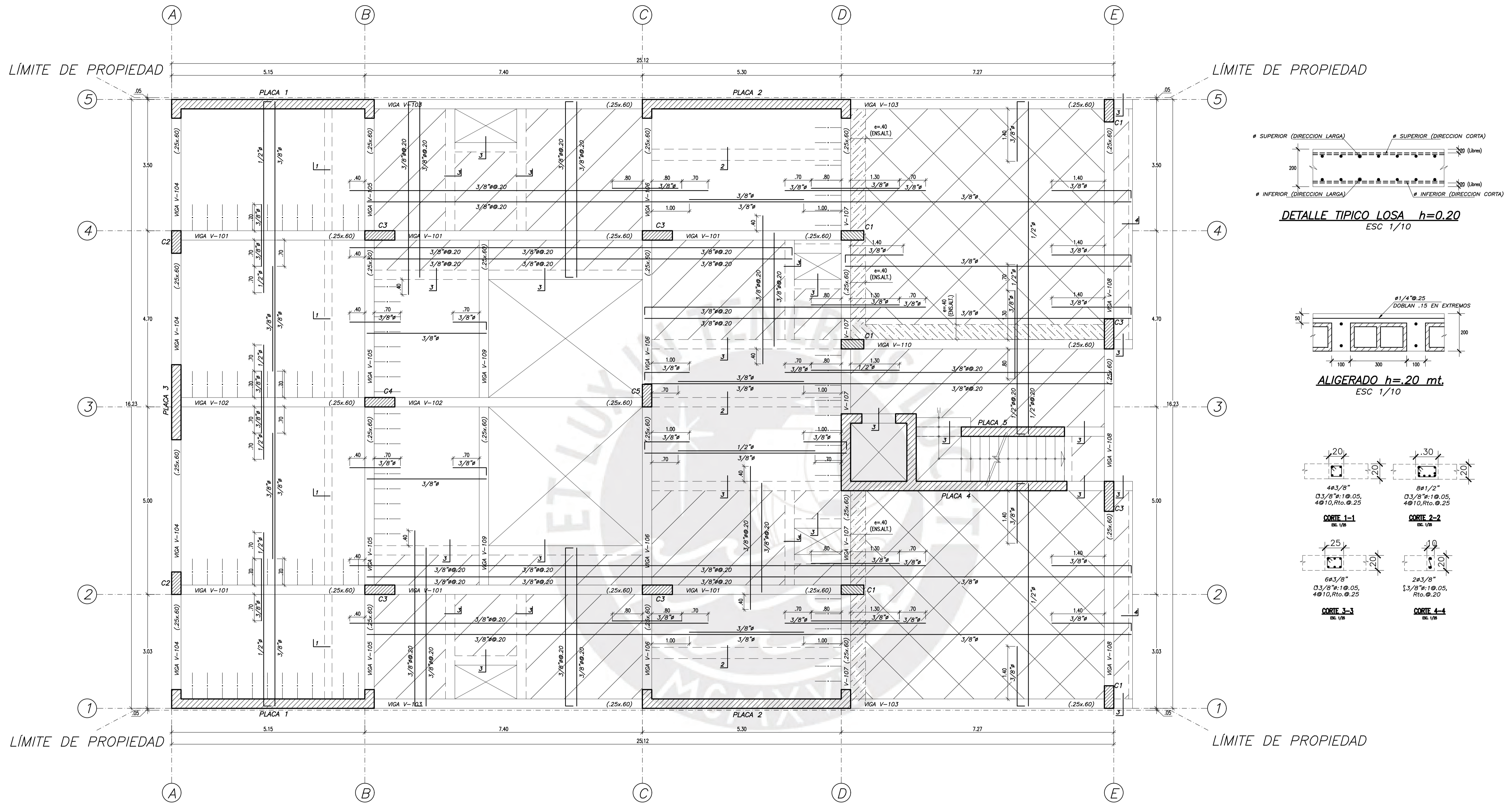


ENCOFRADO 1° PISO
 (NFP +2.75)
 S/C=200 kg/m²

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



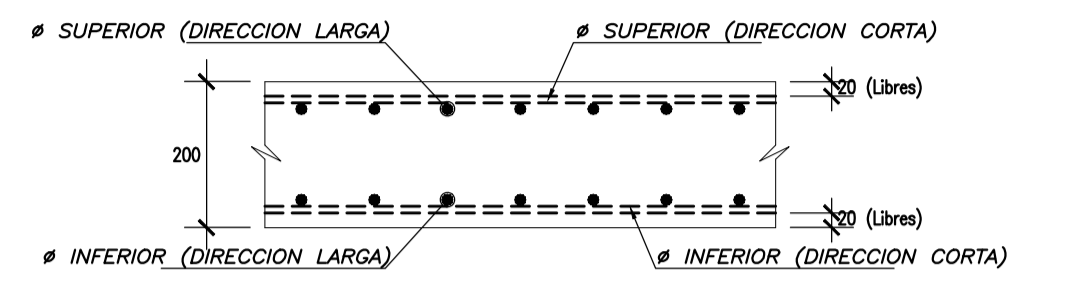
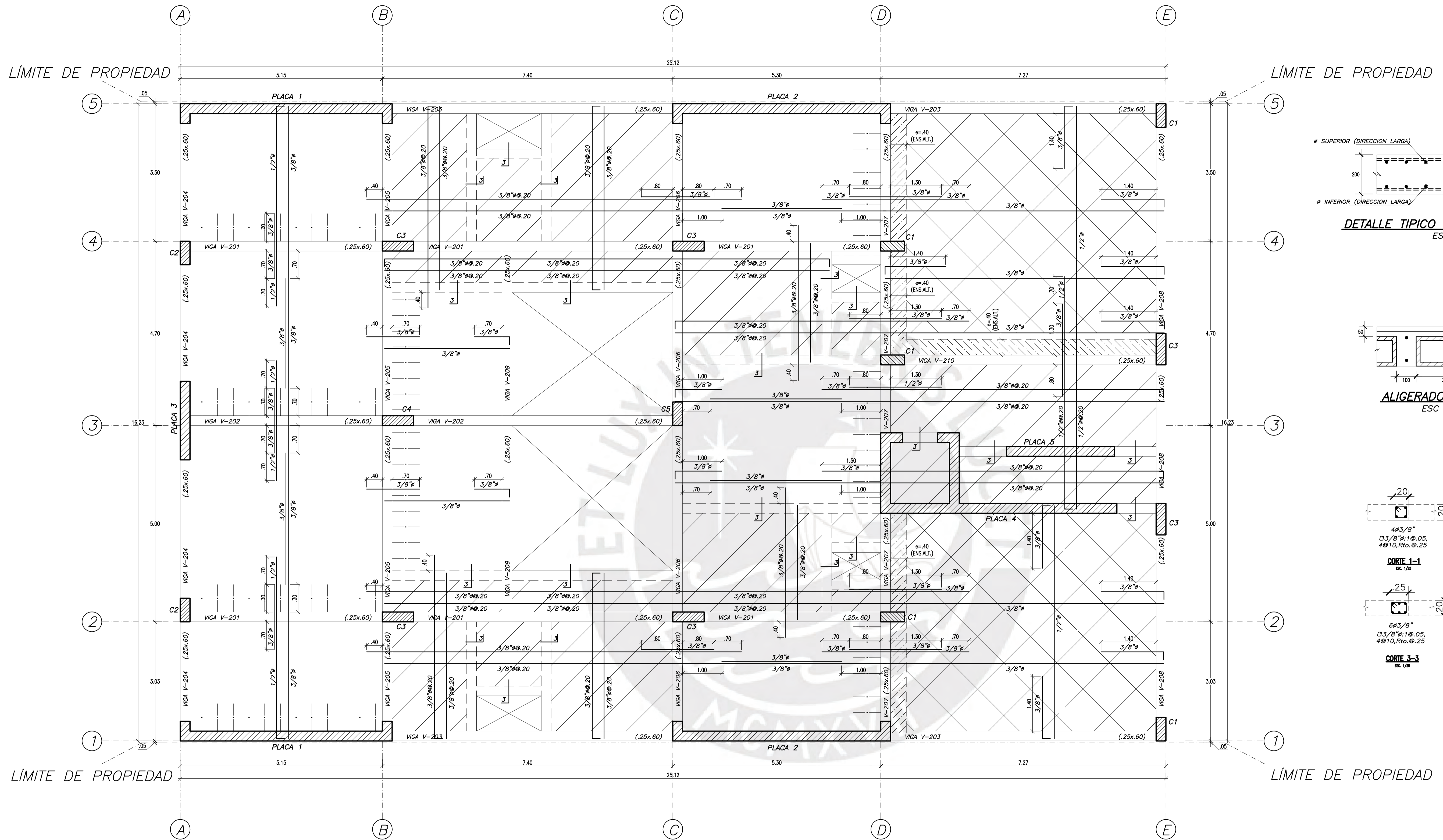
ESTRUCTURAS			
PROYECTO : DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS SIN SÓTANOS		PROYECTO N° 21-0001	
PLANO : ENCOFRADO DE TECHO TIPICO		FECHA: SETIEMBRE 2021	
ASESOR: ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO: MATEO BARRIOS TELLO	DIBUJO: M.B.T	ESCALA: 1/50
			E-04/14



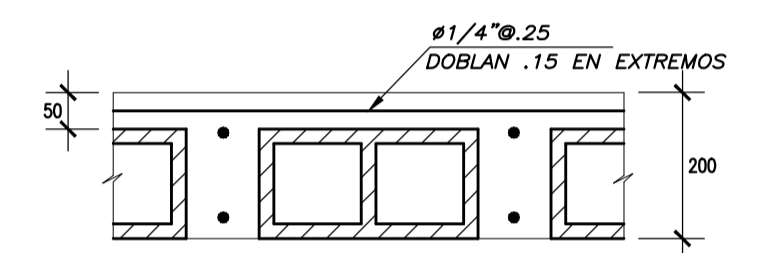
ENCOFRADO 2° AL 5° PISO
 (NFP +5.55, +8.35, +11.15, +13.95)
 S/C=200 kg/m²

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

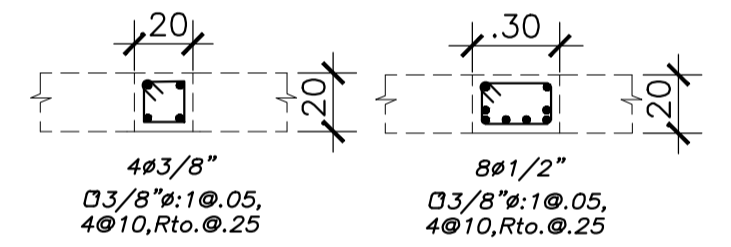
ESTRUCTURAS				
PROYECTO : DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS SIN SÓTANOS			PROYECTO N° 21-0001	
PLANO : ENCOFRADO DE TECHO TIPICO			FECHA SETIEMBRE 2021	
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO MATEO BARRIOS TELLO	DIBUJO M.B.T	ESCALA 1/50	E-05/14



DETALLE TIPICO LOSA $h=0.20$
ESC 1/10

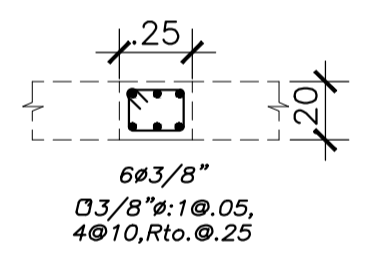


ALIGERADO $h=.20$ mt.
ESC 1/10



CORTE 1-1 ESC 1/8

CORTE 2-2 ESC 1/8



CORTE 3-3 ESC 1/8

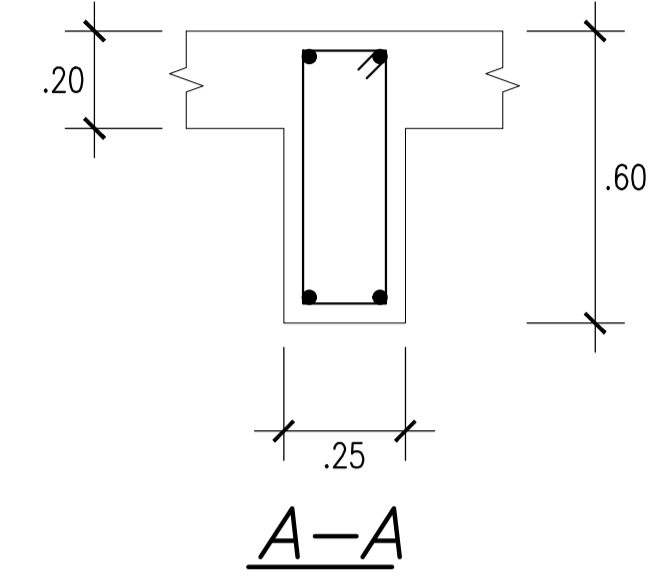
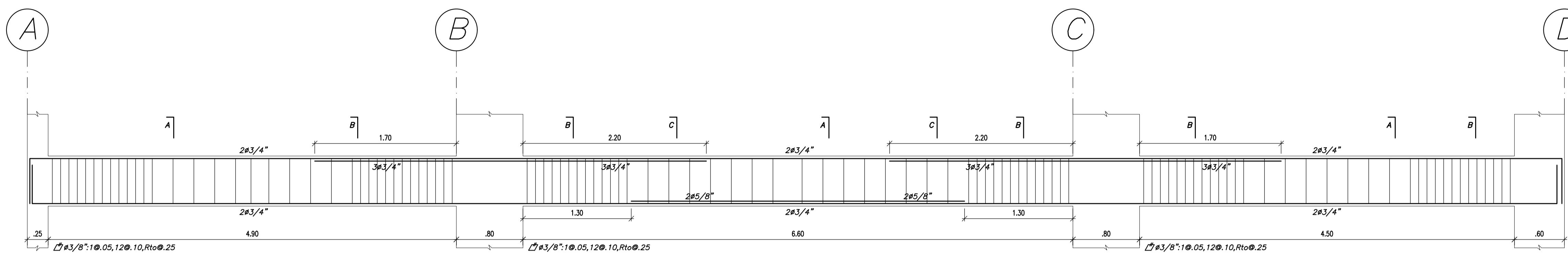
ENCORRADO 6° PISO
(NFP +16.75)
S/C=100 kg/m²

LEYENDA

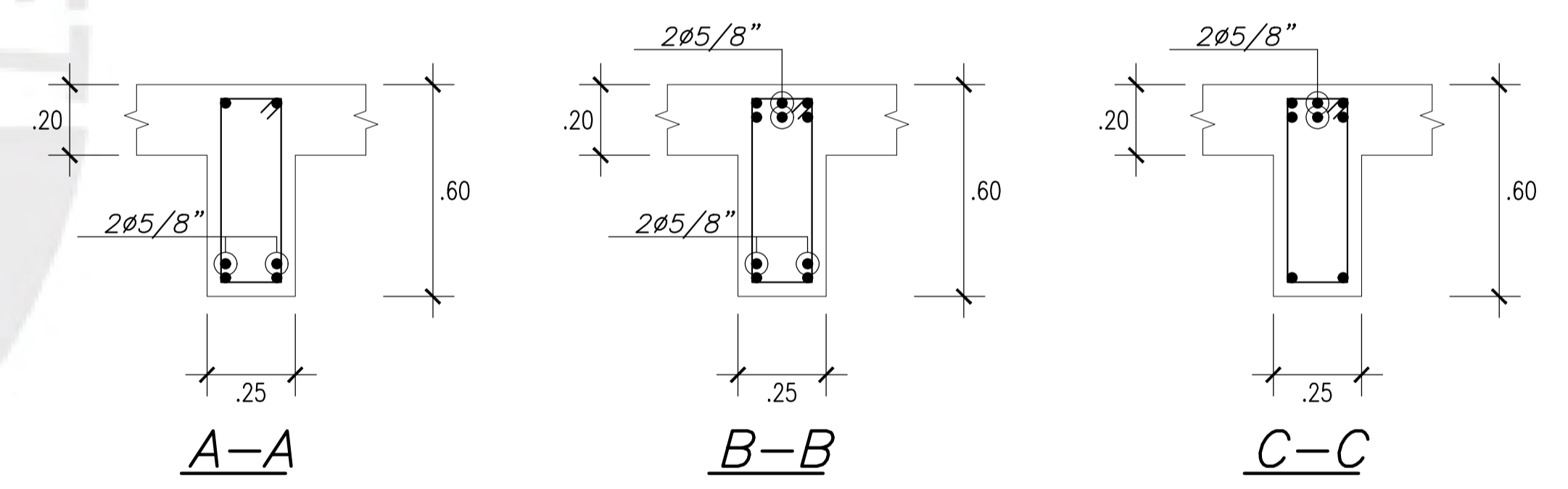
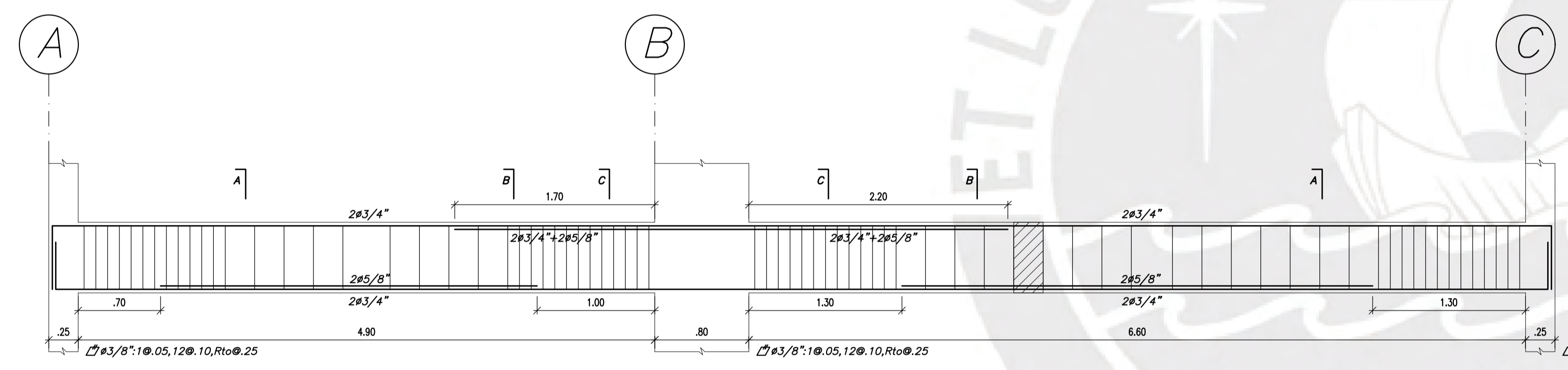
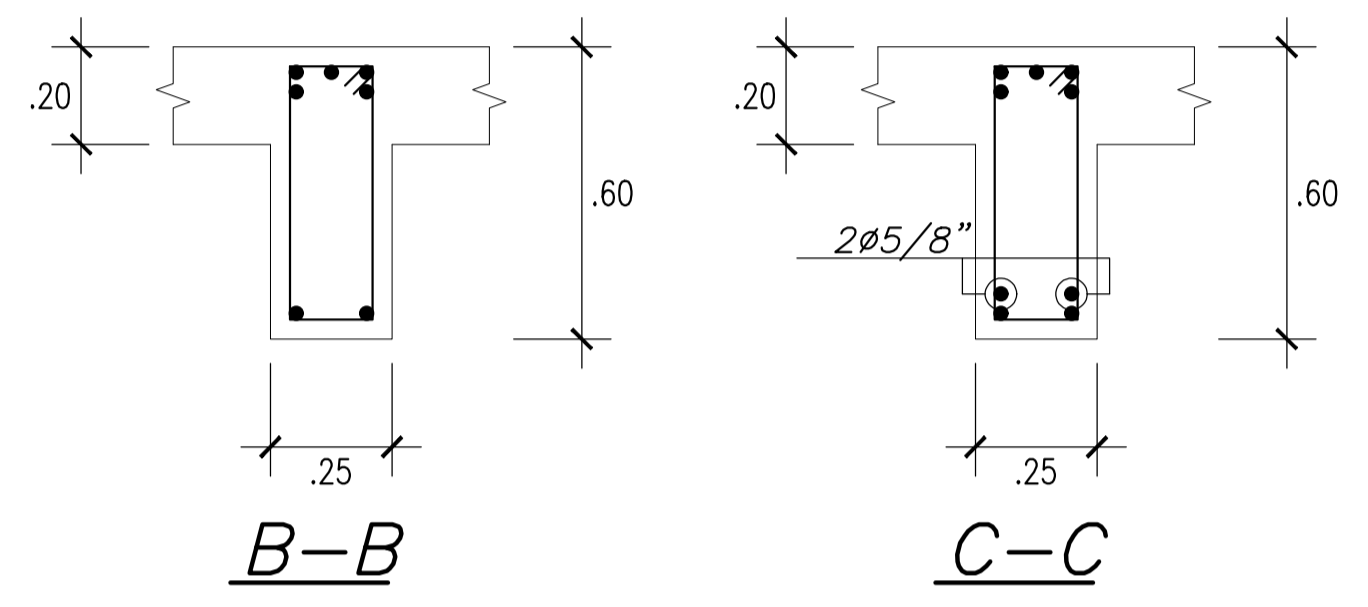
- | | | | |
|--|--------------------------------------|--|---------------------|
| | COLUMNA CONCRETO | | LOSA MACIZA $h=.20$ |
| | PLACA CONCRETO | | VIGA PERALTADA |
| | ALIGERADO $h=.20$ | | VIGA CHATA |
| | ALIGERADO EN DOS DIRECCIONES $h=.20$ | | |

ESTRUCTURAS

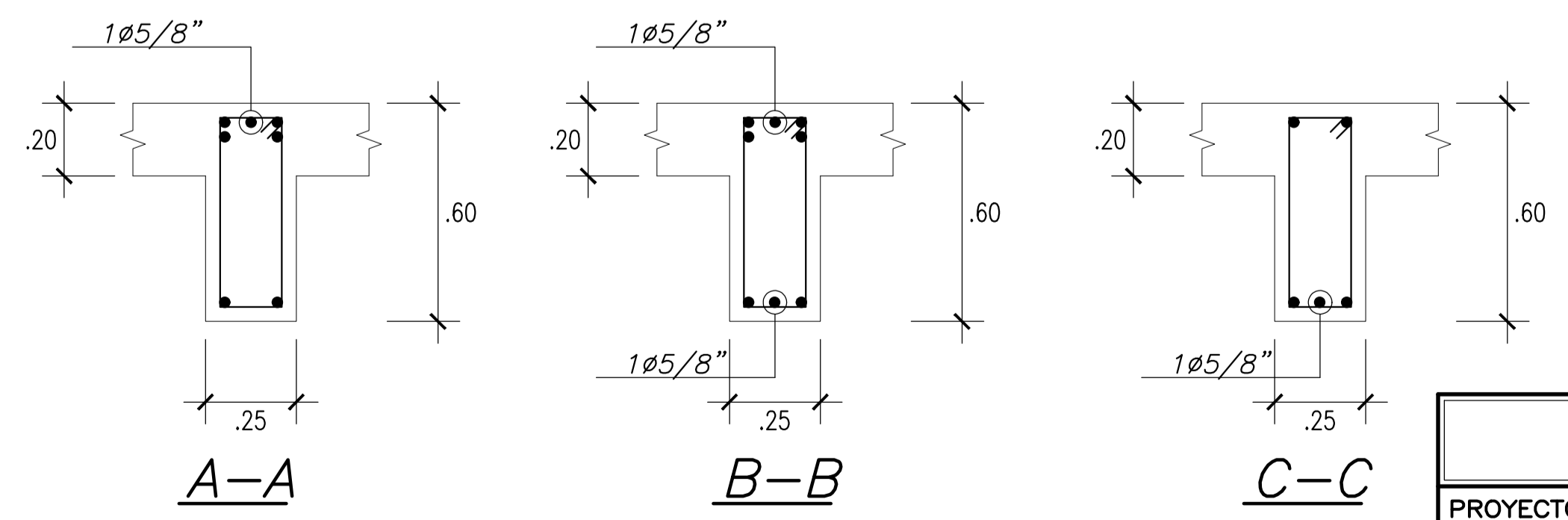
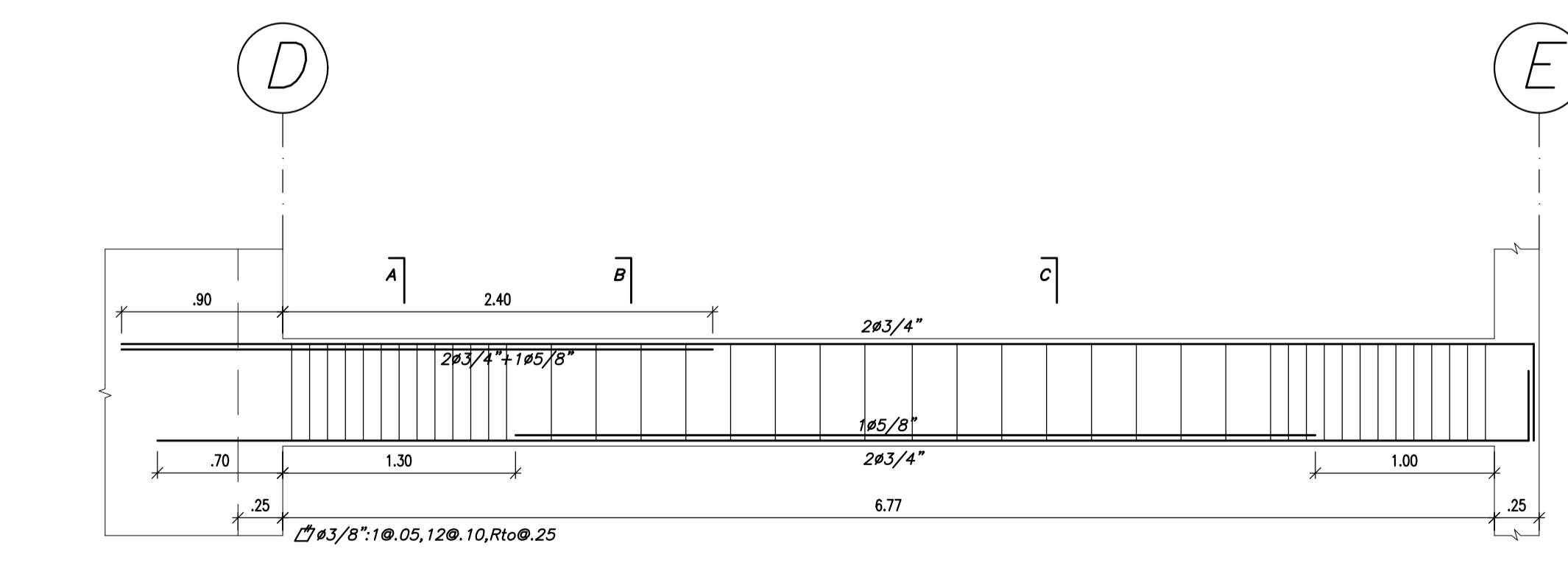
PROYECTO : DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS SIN SÓTANOS		PROYECTO N° 21-0001
PLANO : ENCORRADO DE TECHO TIPICO		FECHA SETIEMBRE 2021
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO MATEO BARRIOS TELLO	DIBUJO M.B.T
ESCALA 1/50		E-06/14



VIGA V-101(.25x.60)

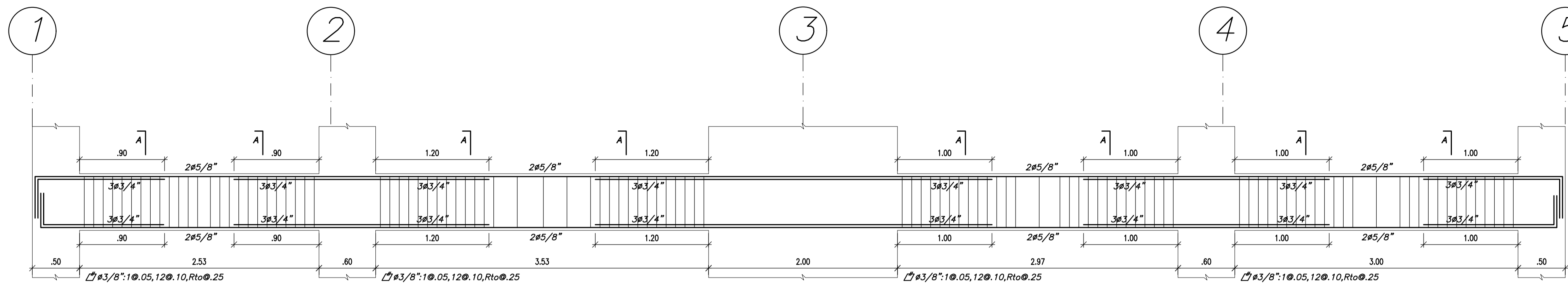


VIGA V-102(.25x.60)

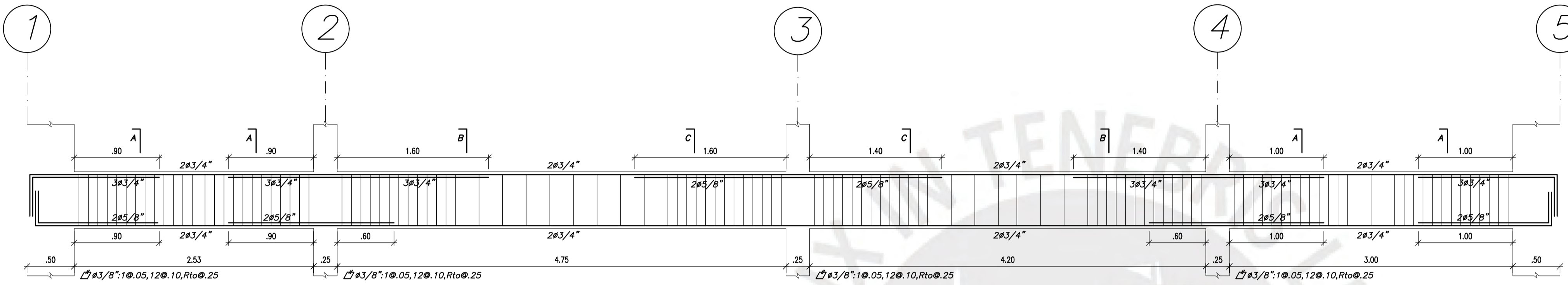
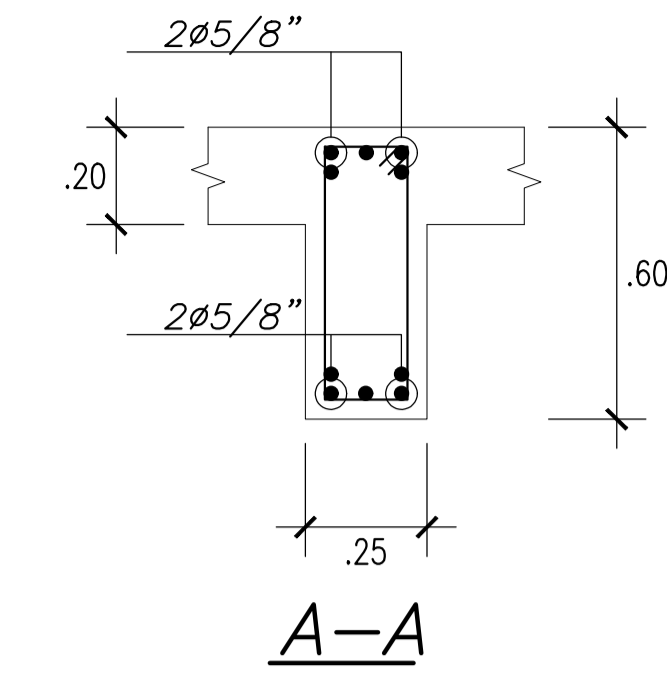


VIGA V-103(.25x.60)

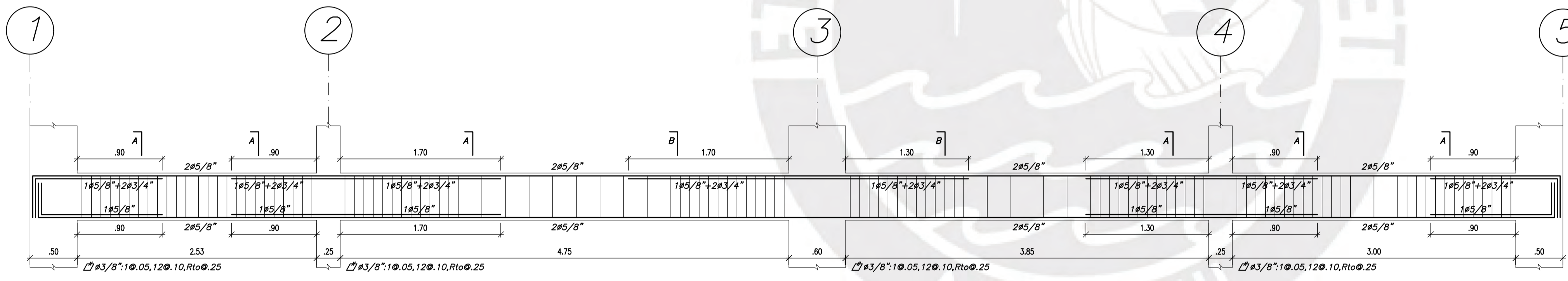
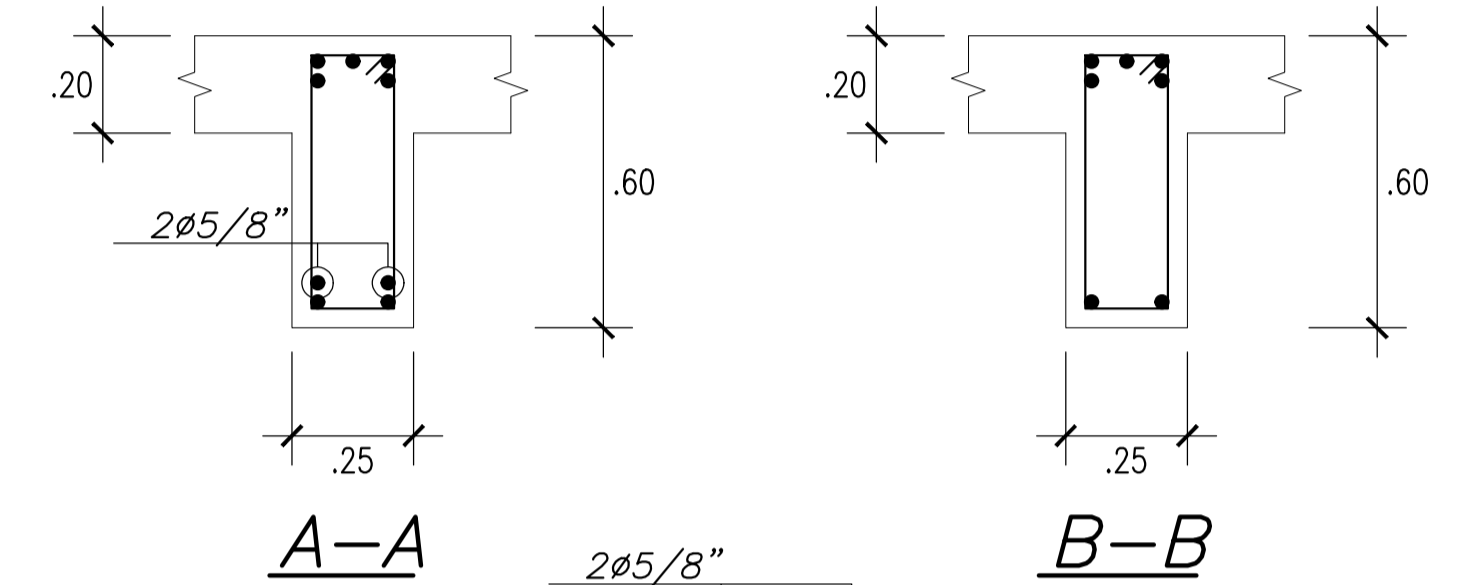
ESTRUCTURAS				
PROYECTO : DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS SIN SÓTANOS				PROYECTO N° 19-0001
PLANO : VIGAS (a)				FECHA SEPTIEMBRE 2021
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO MATEO BARRIOS	DIBUJO MB	ESCALA 1/30	E-07/14



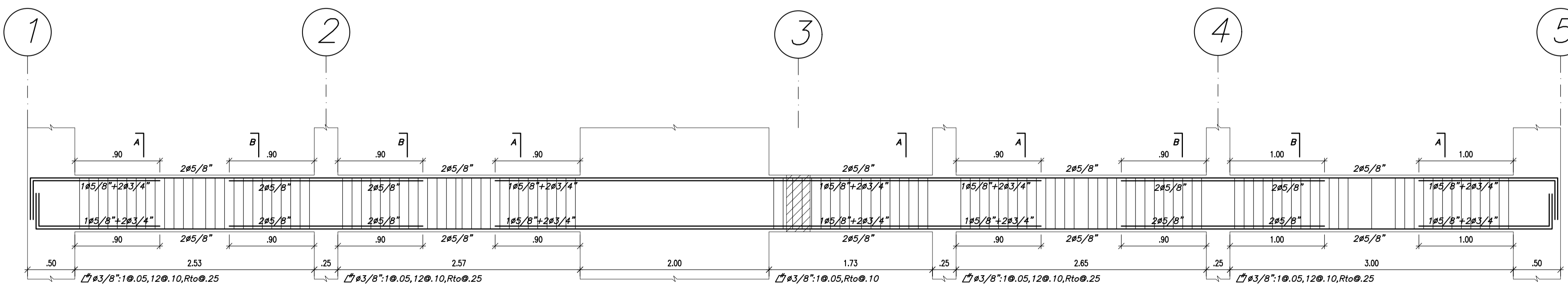
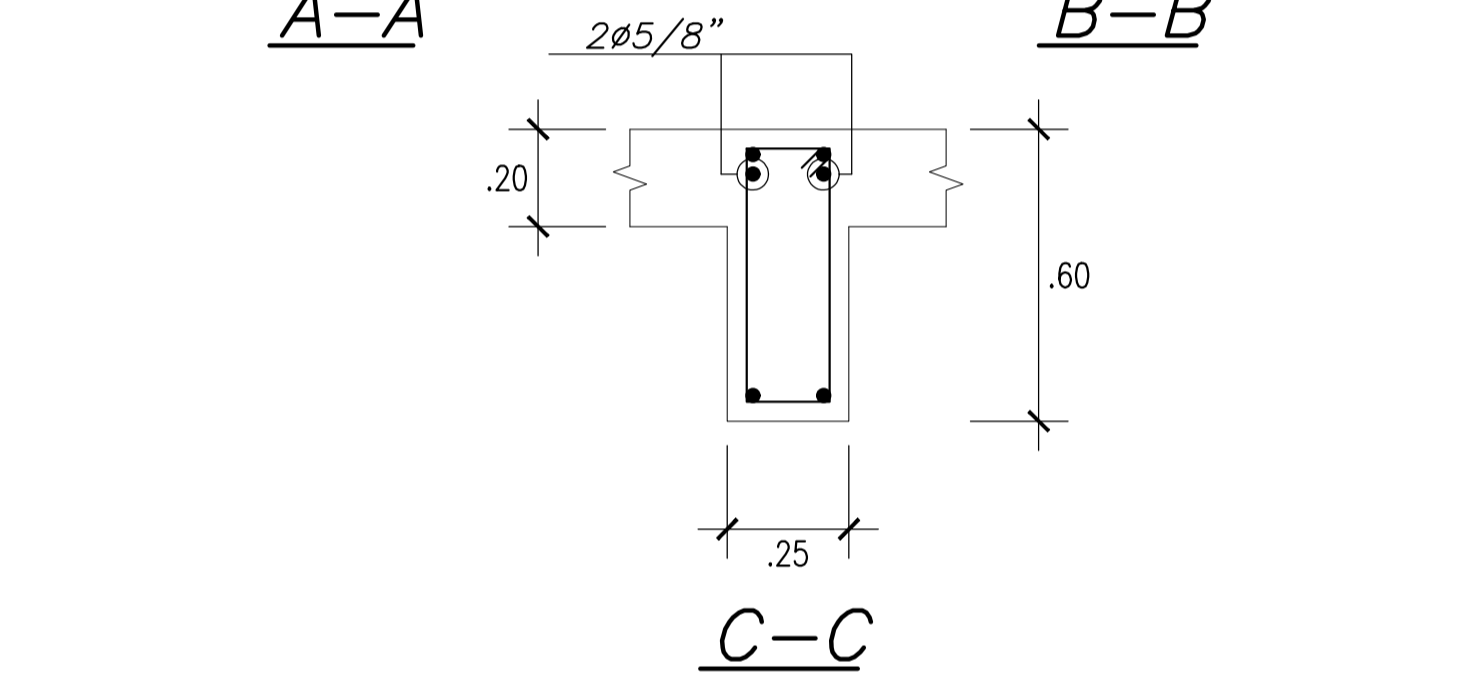
VIGA V-104(.25x.60)



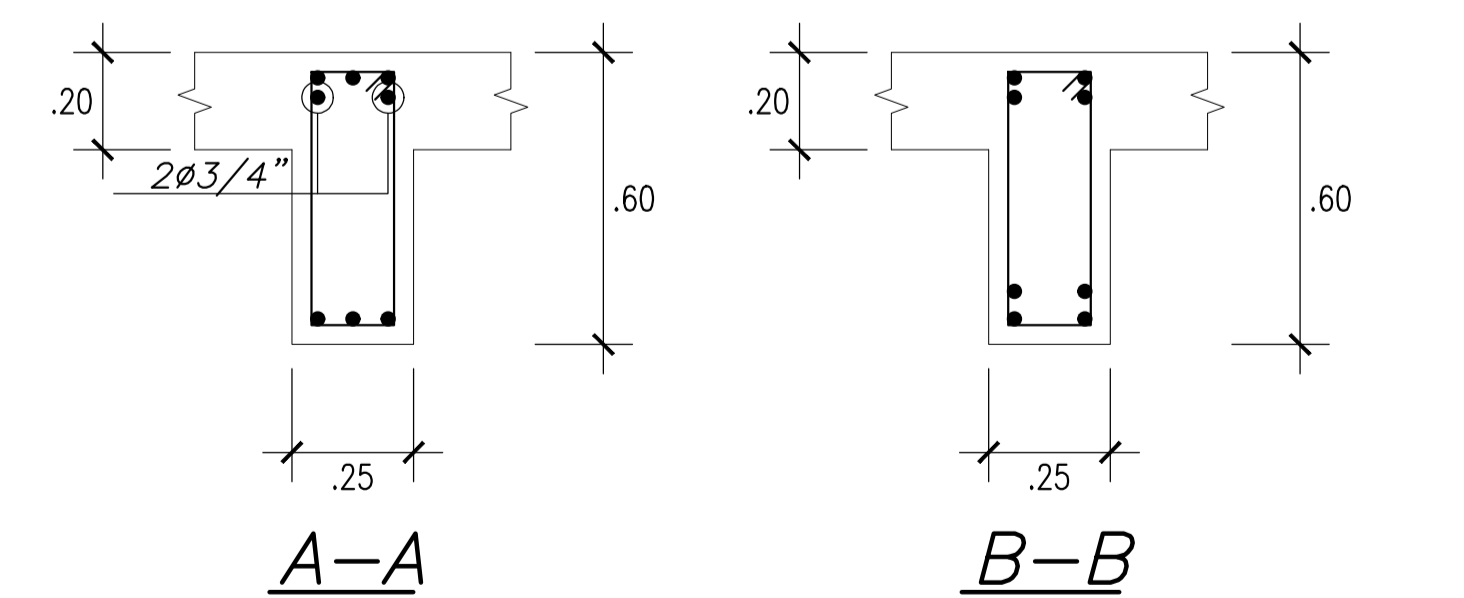
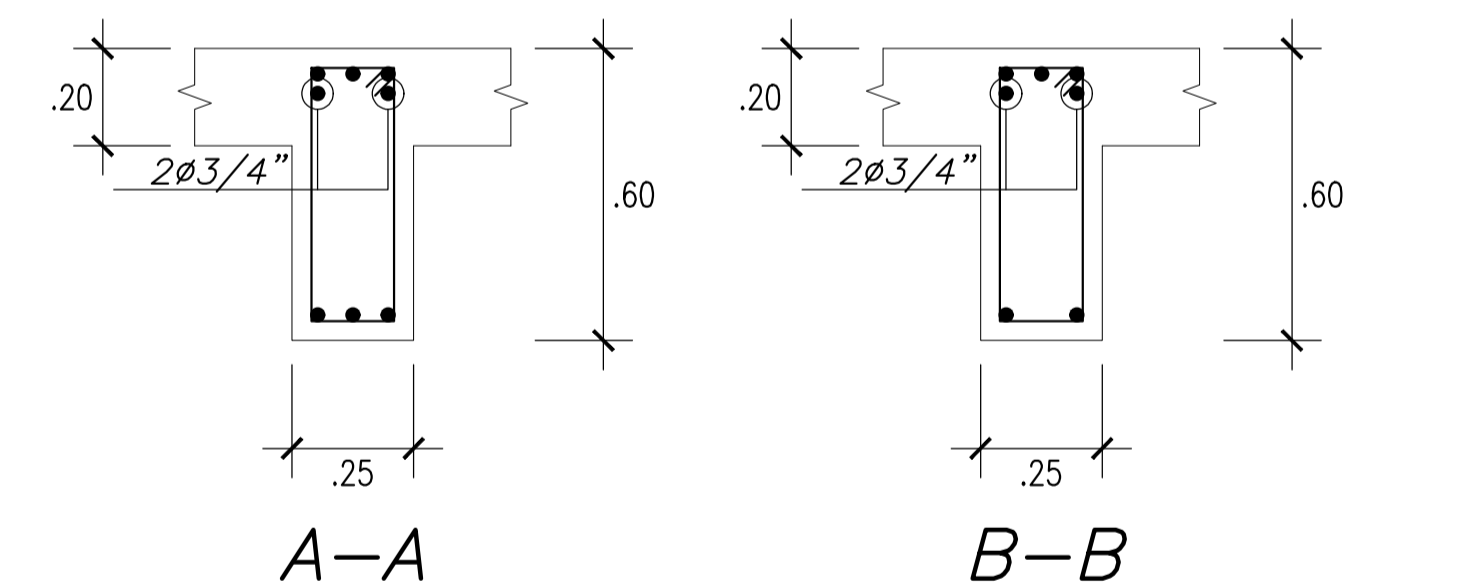
VIGA V-105(.25x.60)



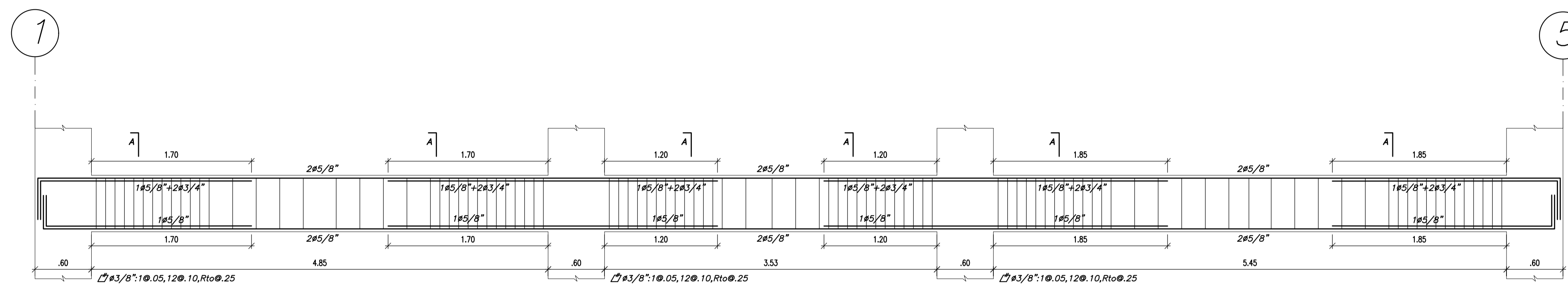
VIGA V-106(.25x.60)



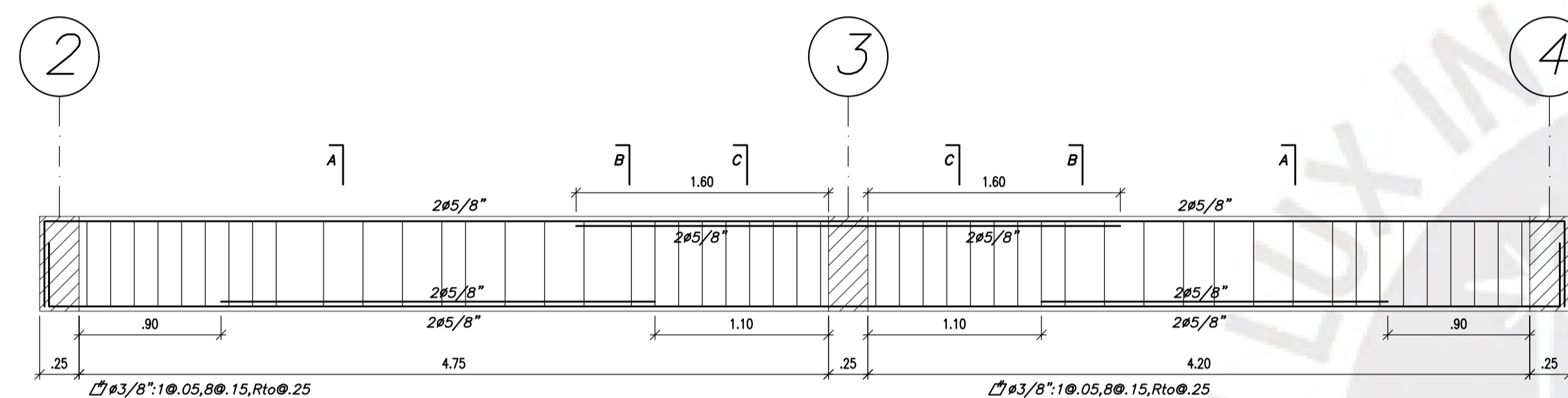
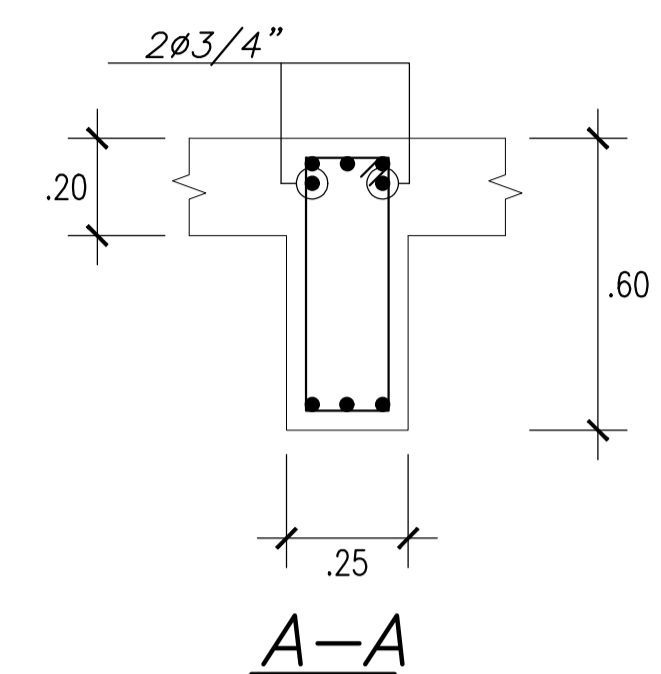
VIGA V-107(.25x.60)



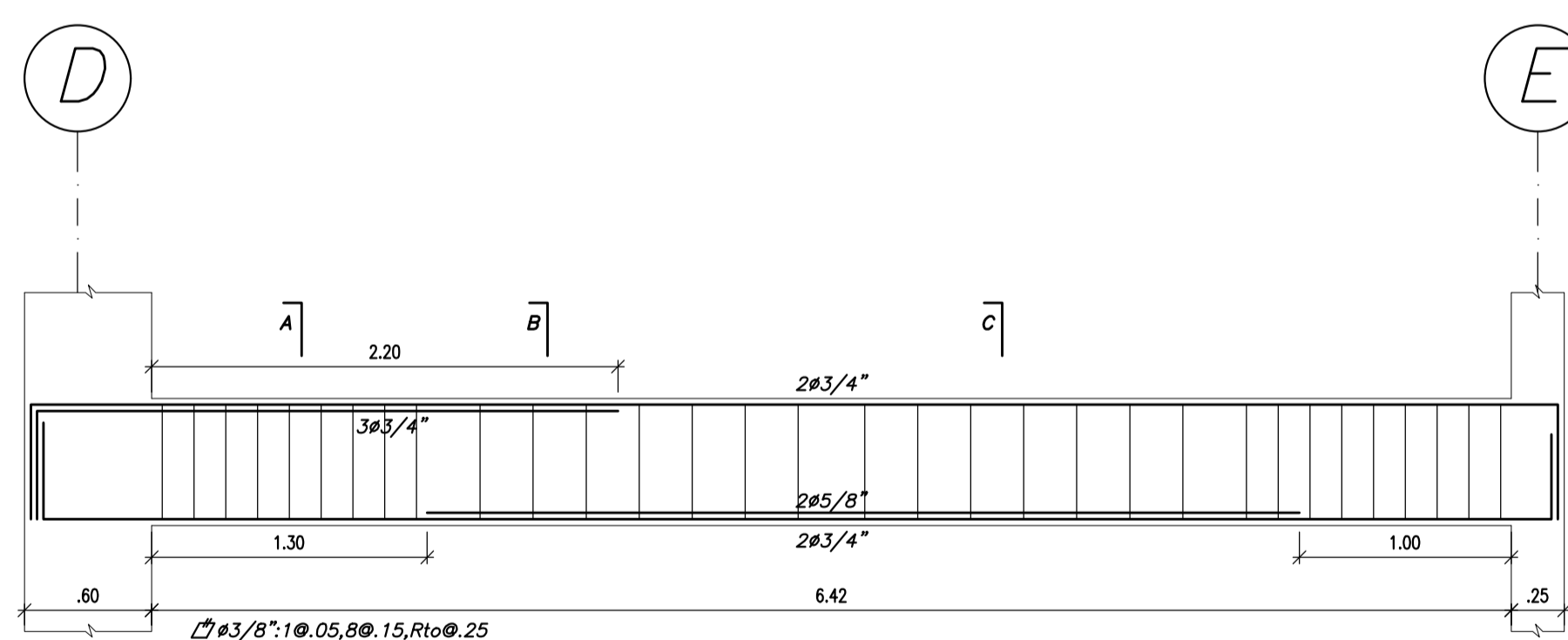
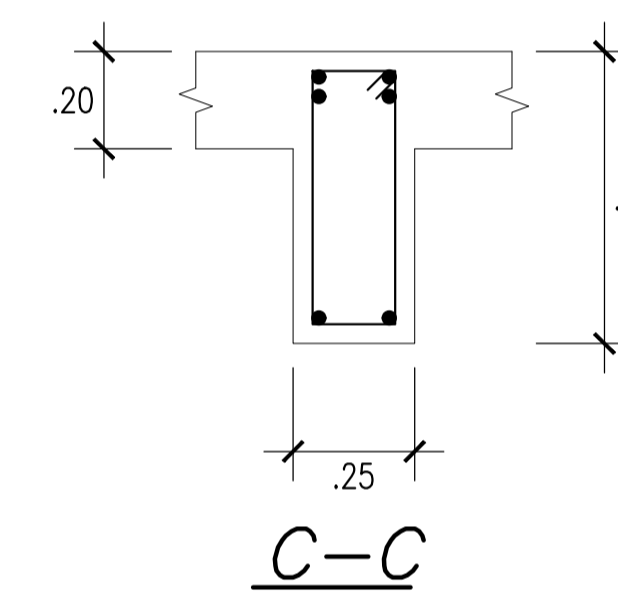
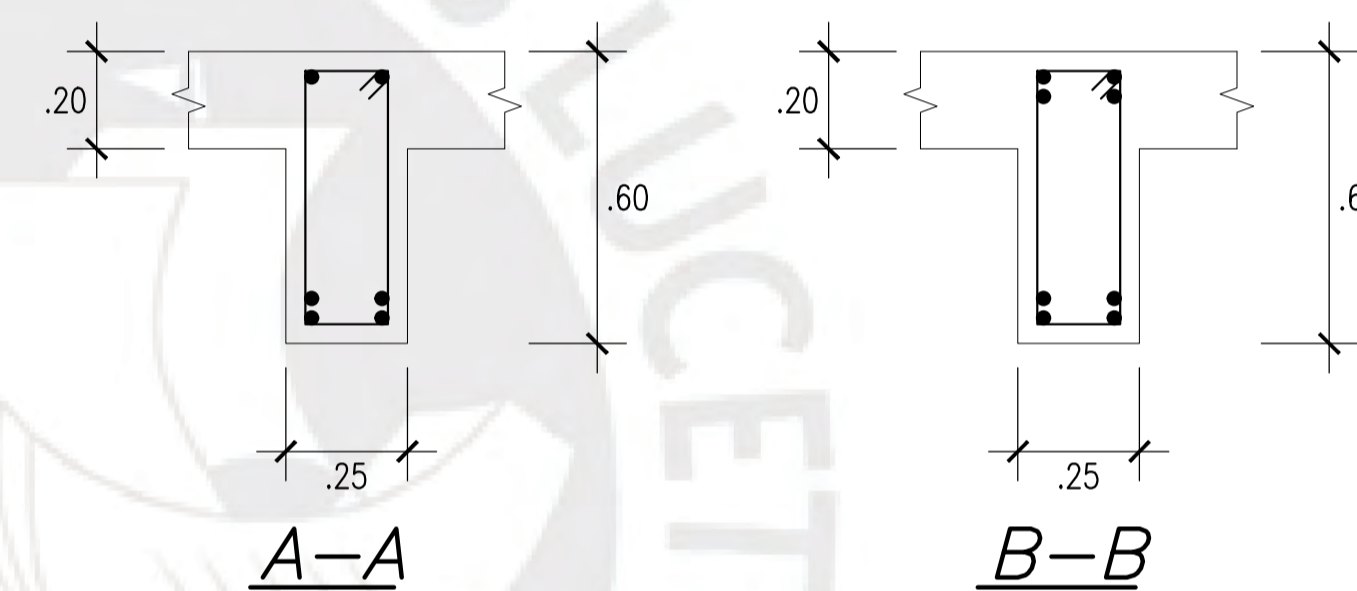
ESTRUCTURAS				
PROYECTO : DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS SIN SÓTANOS				PROYECTO N° 19-0001
PLANO : VIGAS (b)				FECHA SEPTIEMBRE 2021
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO MATEO BARRIOS	DIBUJO MB	ESCALA 1/30	E-08/14



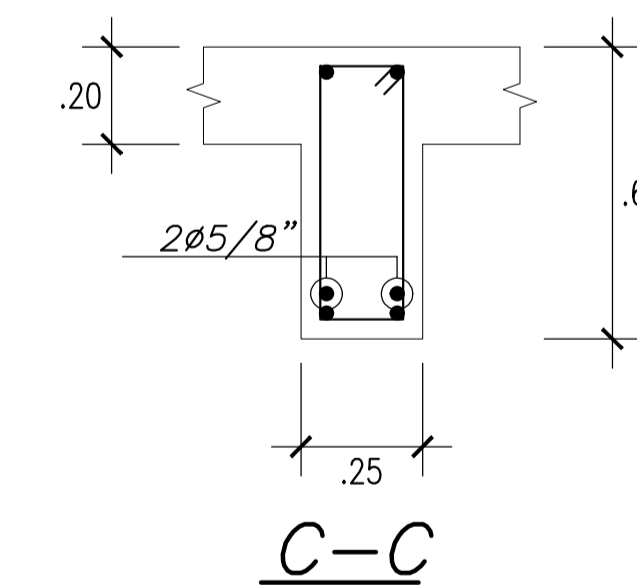
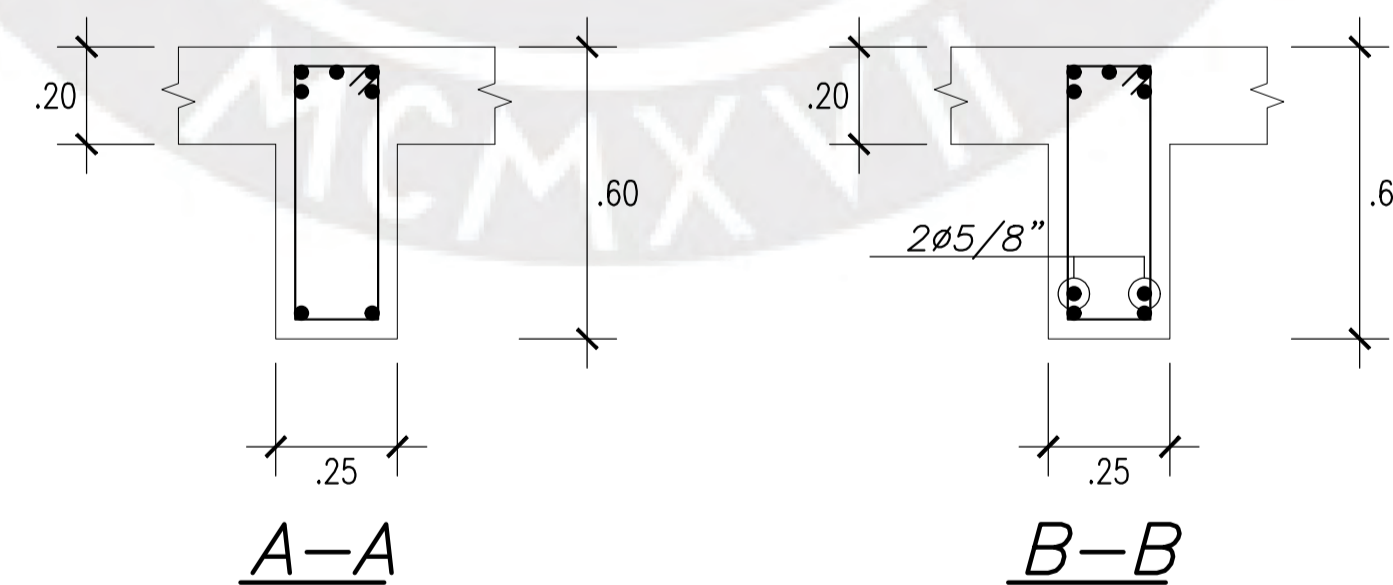
VIGA V-108(.25x.60)



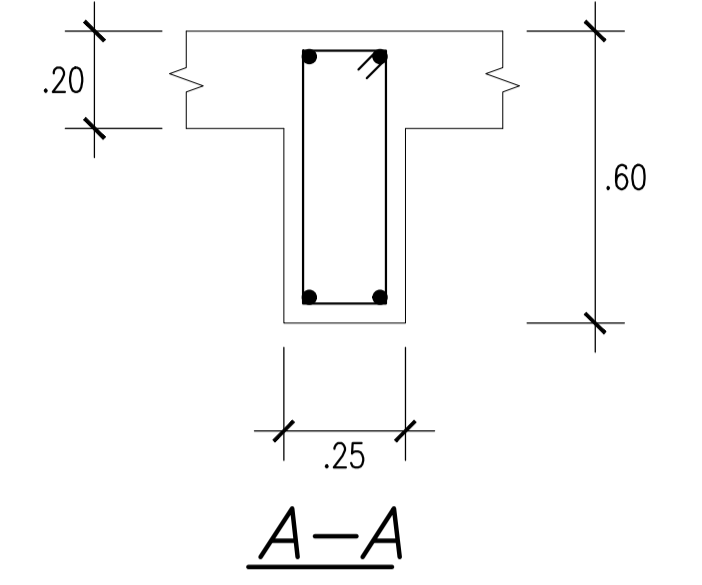
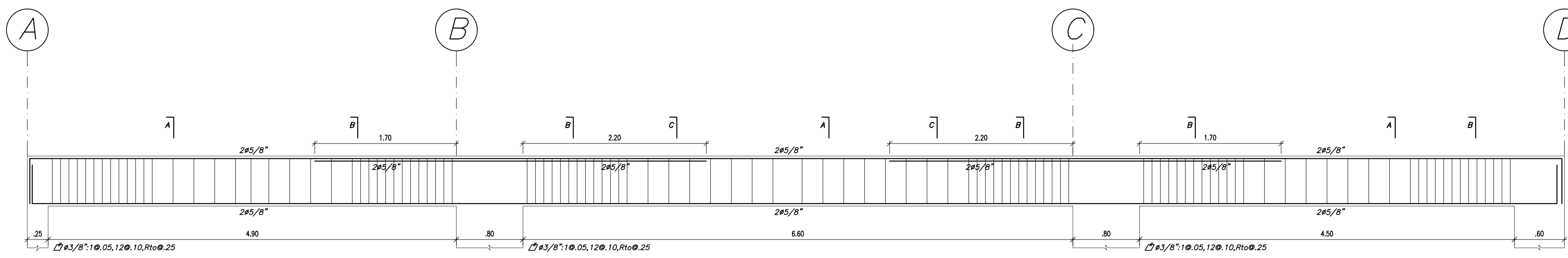
VIGA V-109(.25x.60)



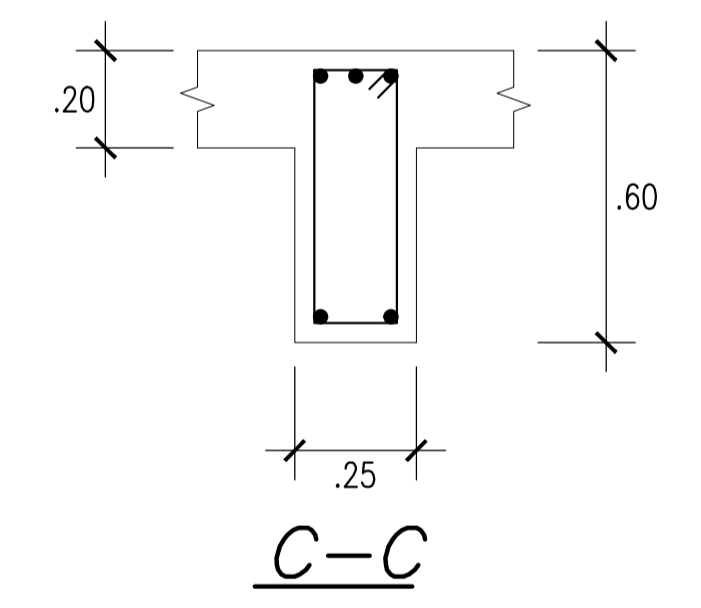
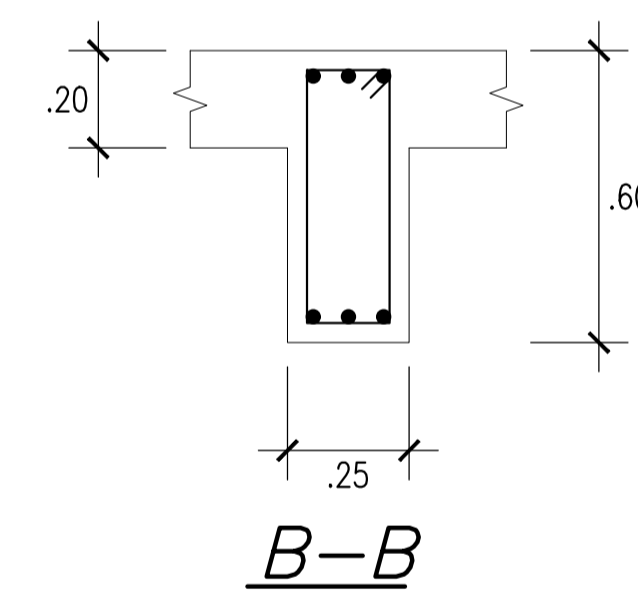
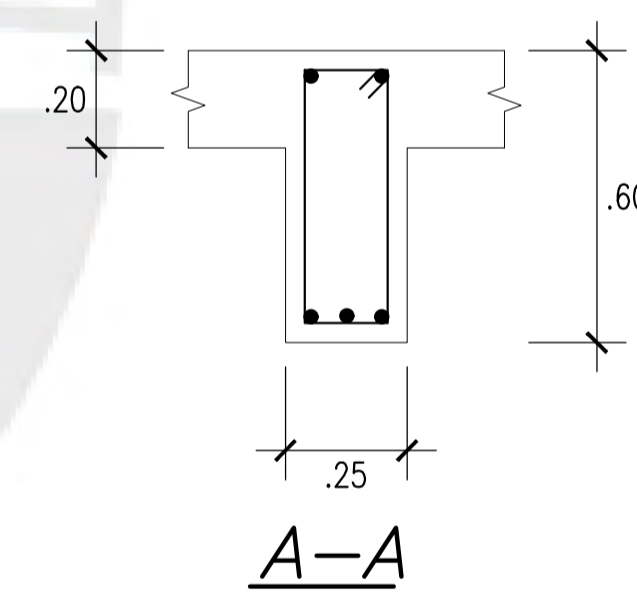
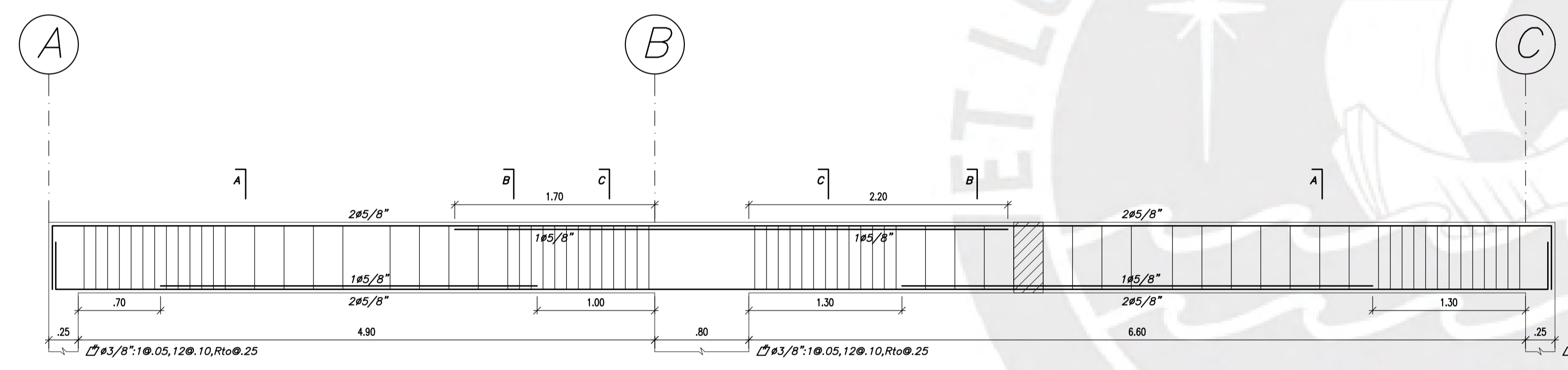
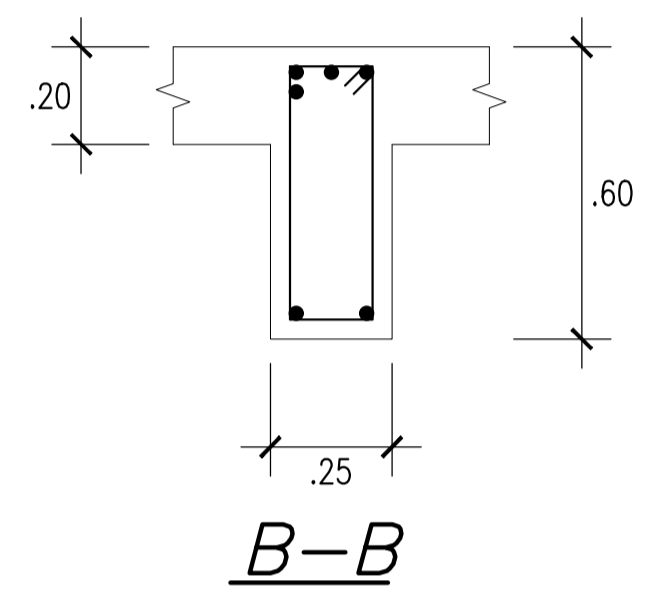
VIGA V-110(.25x.60)



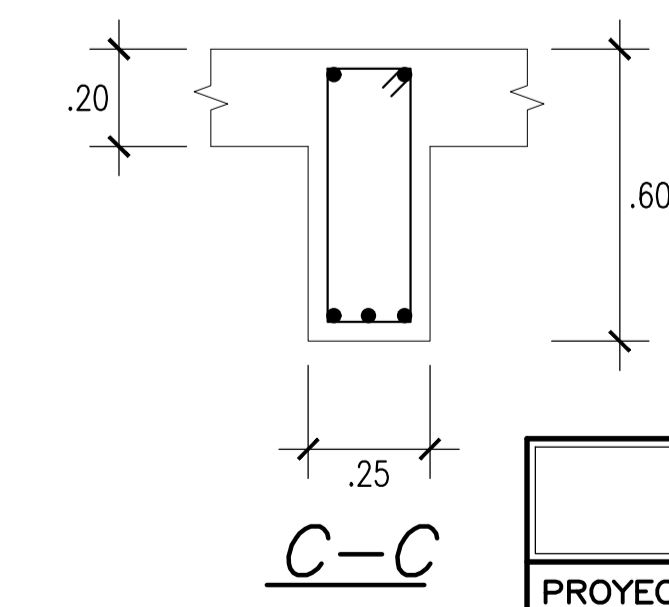
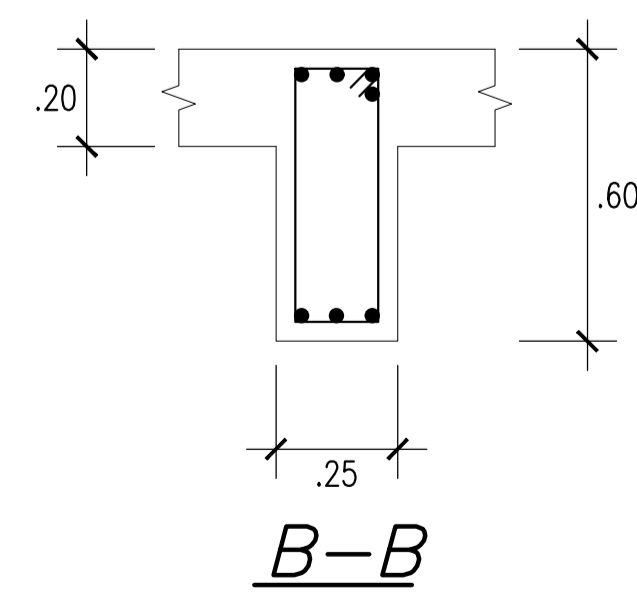
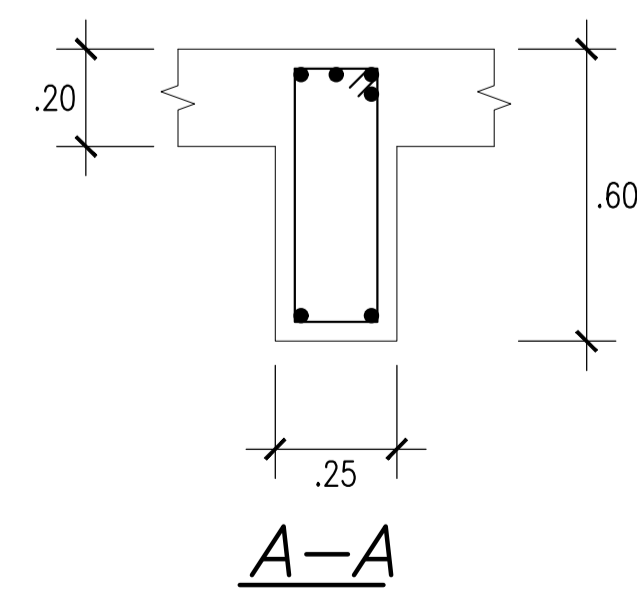
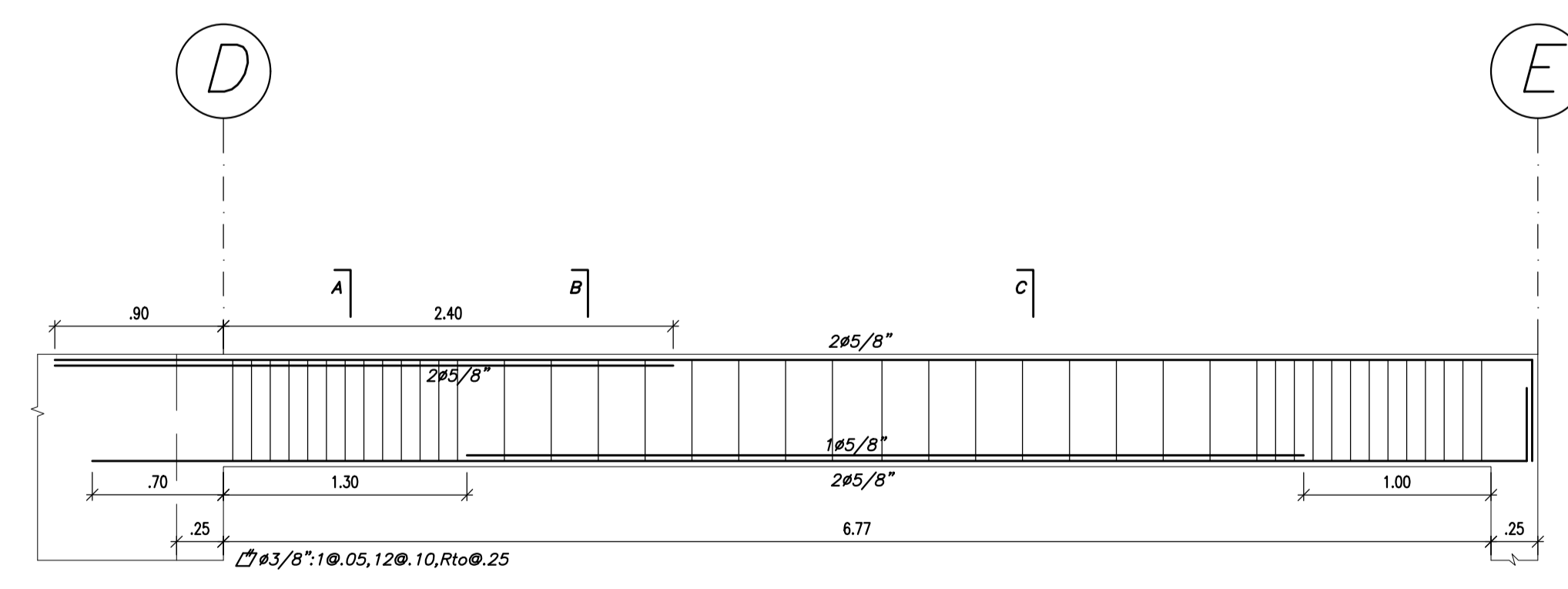
ESTRUCTURAS				
PROYECTO : DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS SIN SÓTANOS				PROYECTO N° 19-0001
PLANO : VIGAS (c)				FECHA SEPTIEMBRE 2021
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO MATEO BARRIOS	DIBUJO MB	ESCALA 1/30	E-09/14



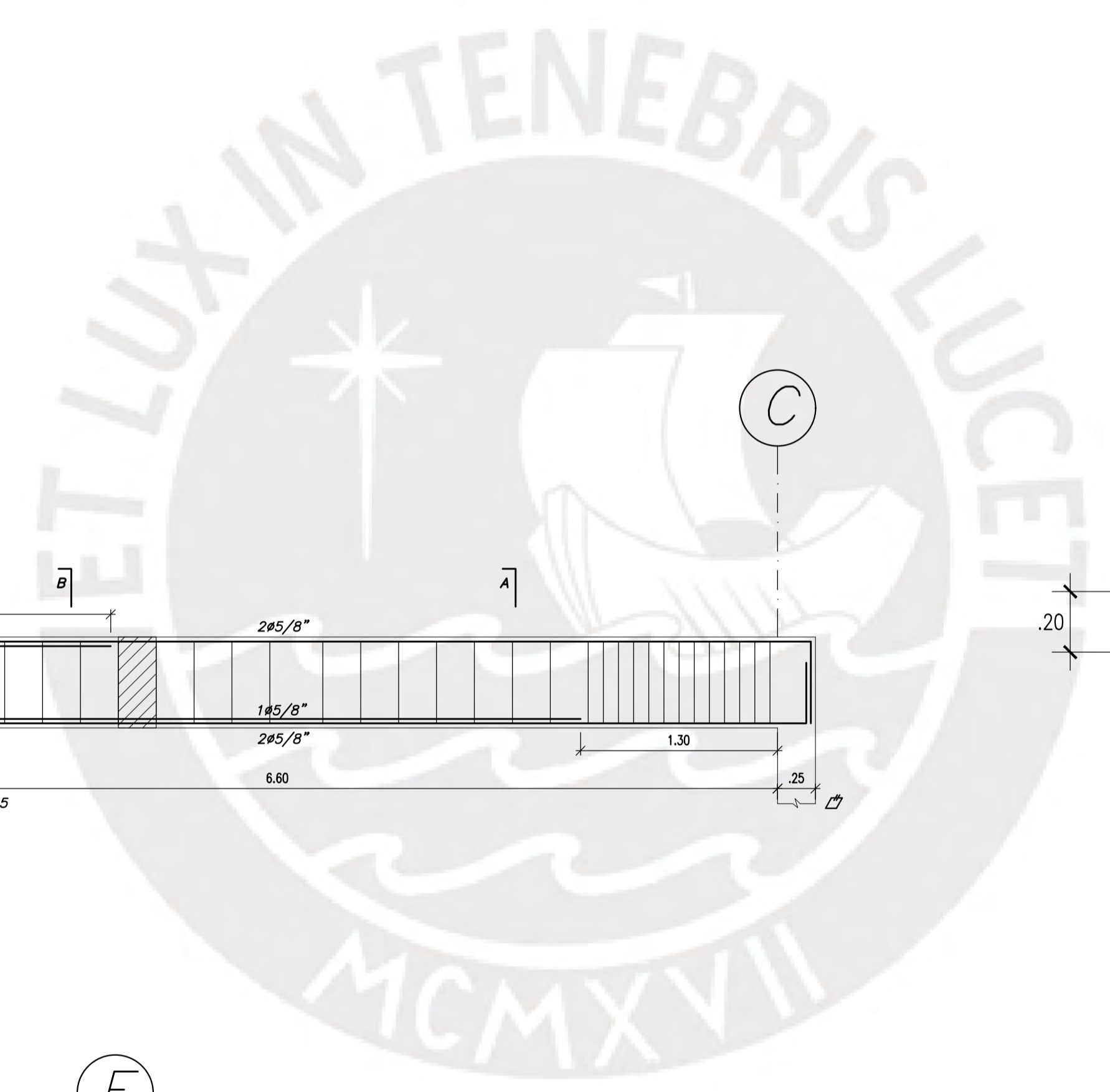
VIGA V-201(.25x.60)



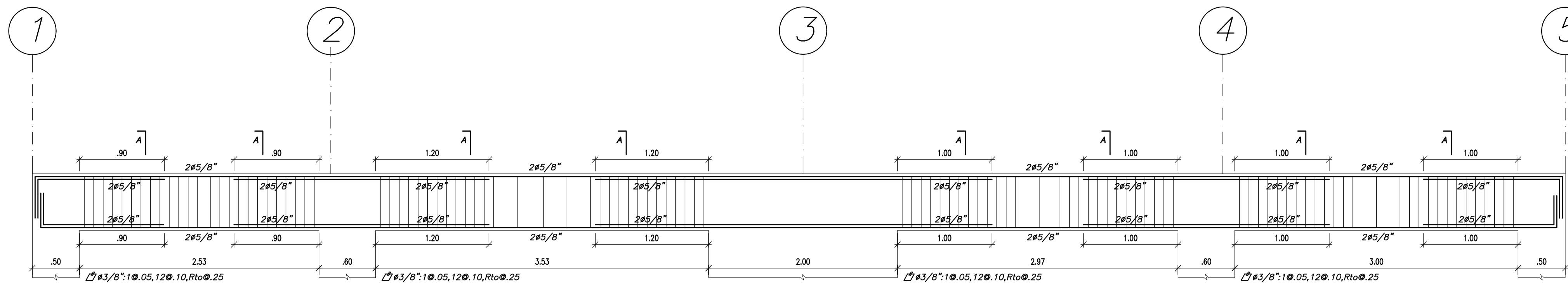
VIGA V-202(.25x.60)



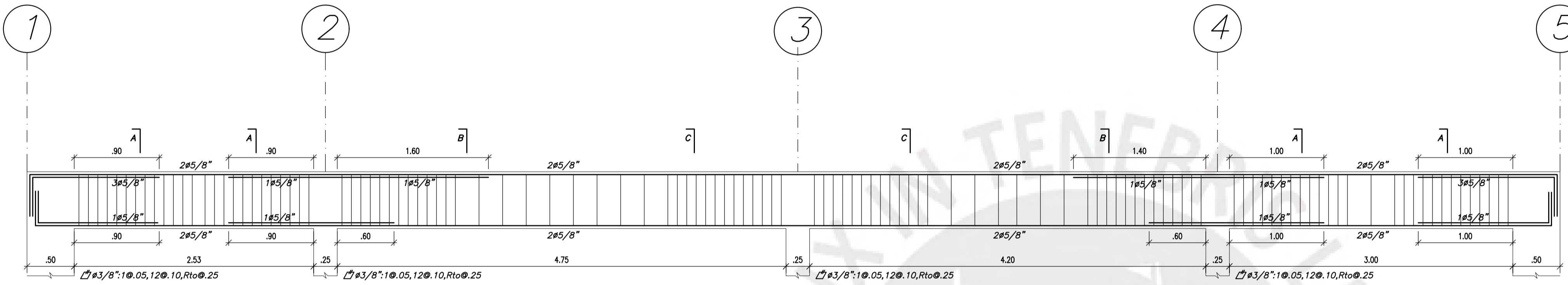
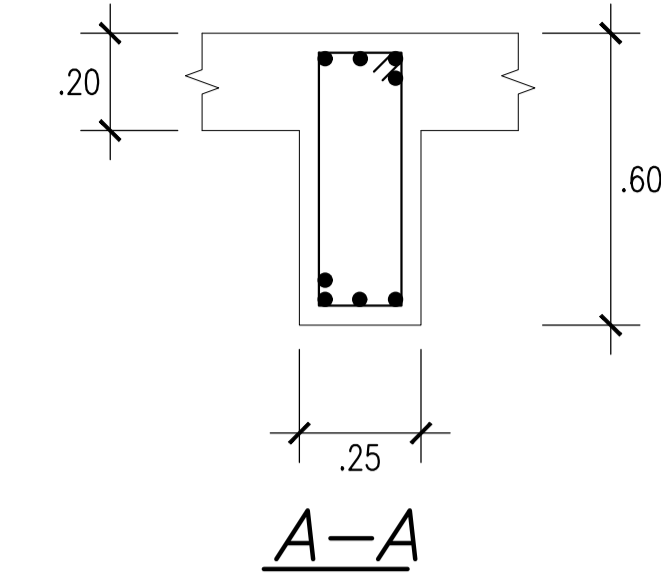
VIGA V-203(.25x.60)



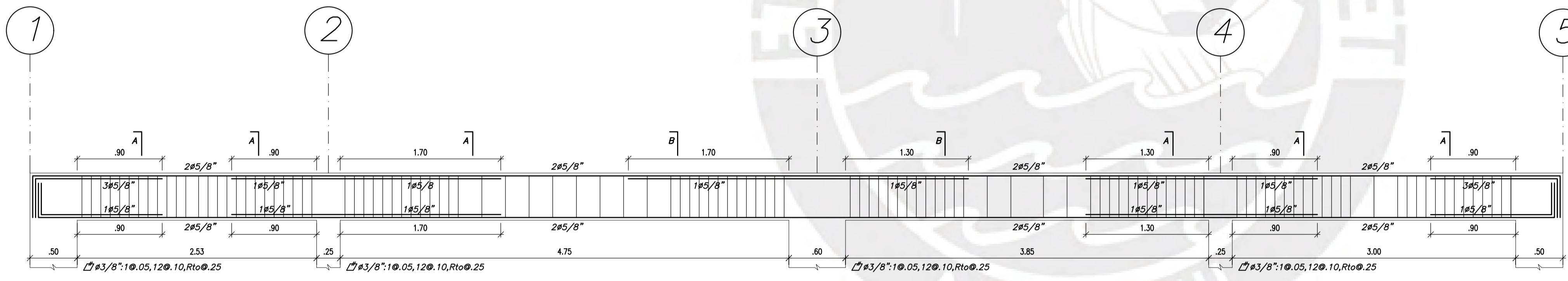
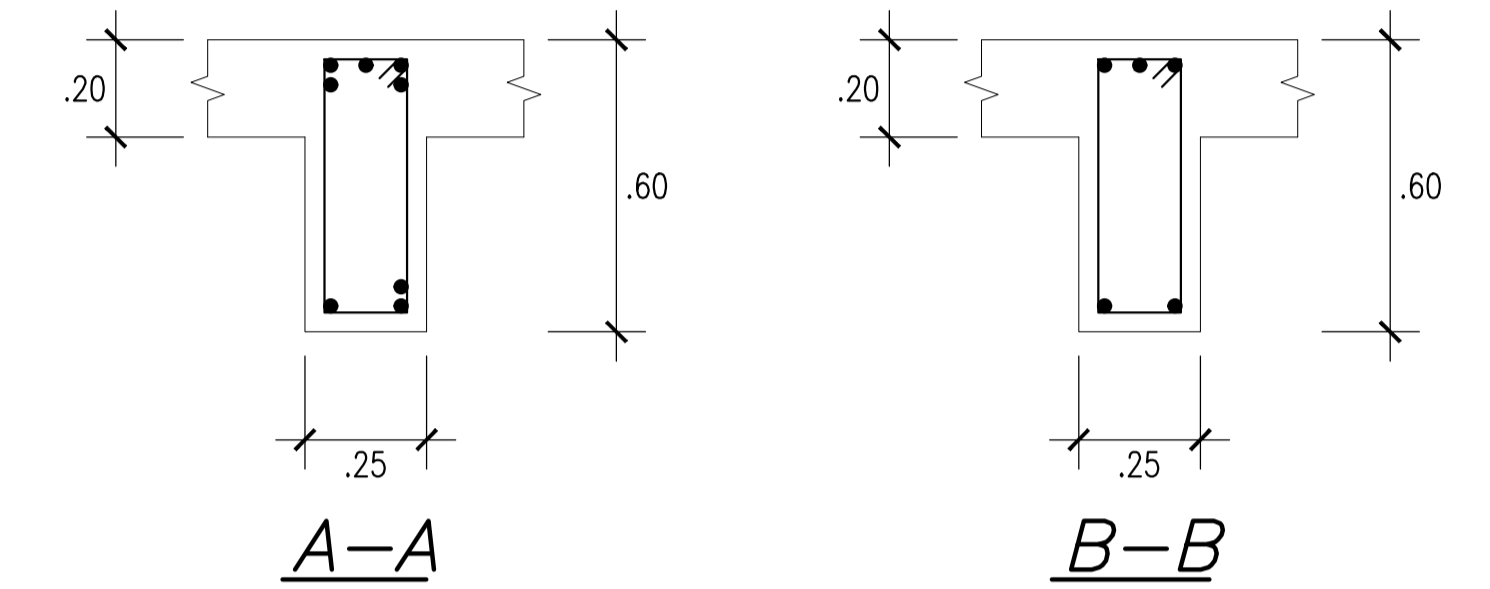
ESTRUCTURAS				
PROYECTO : DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS SIN SÓTANOS				PROYECTO N° 19-0001
PLANO : VIGAS (d)				FECHA SEPTIEMBRE 2021
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO MATEO BARRIOS	DIBUJO MB	ESCALA 1/30	E-10/14



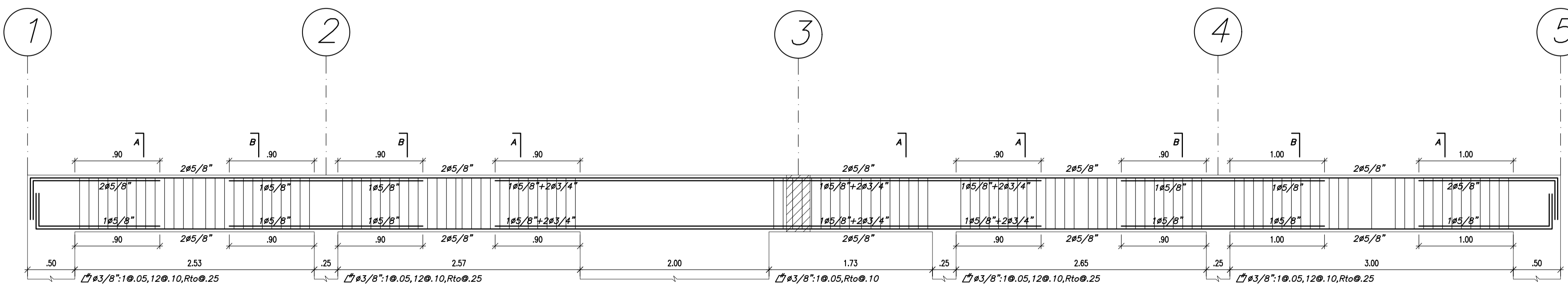
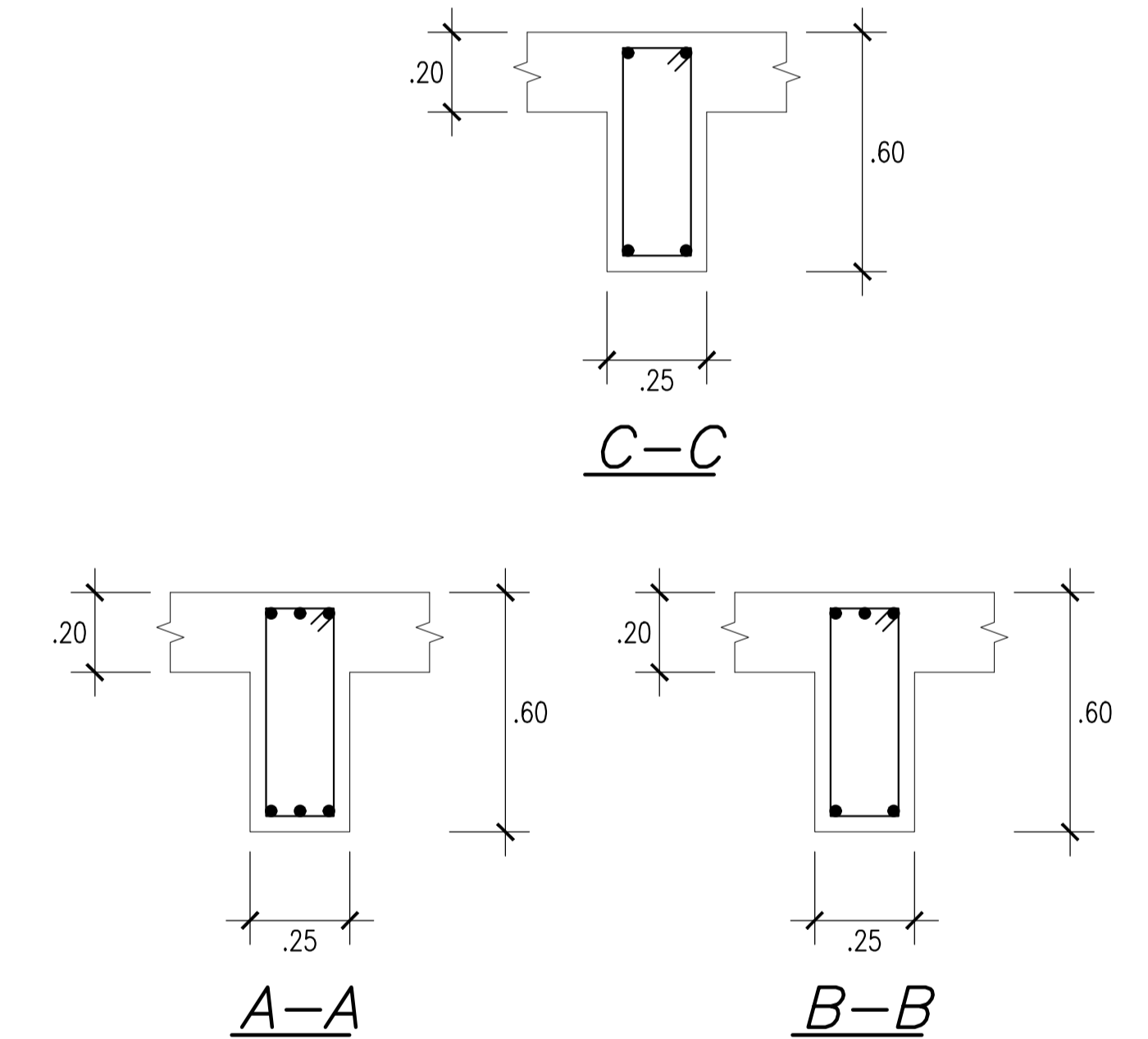
VIGA V-204(.25x.60)



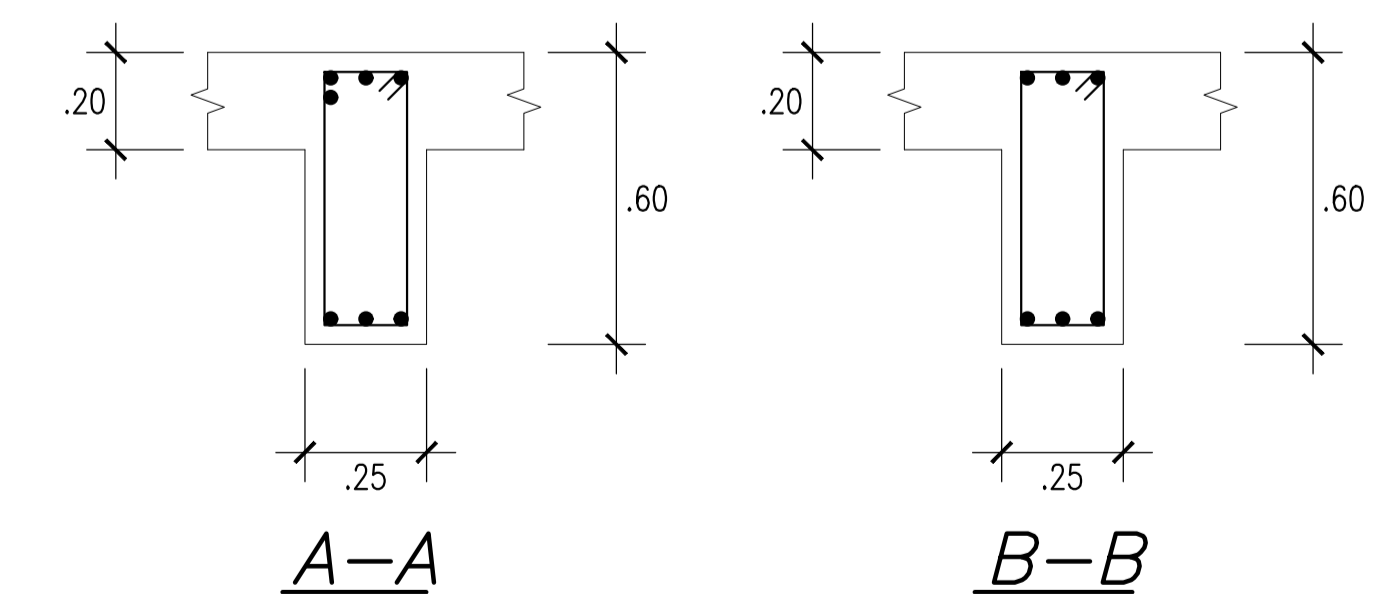
VIGA V-205(.25x.60)



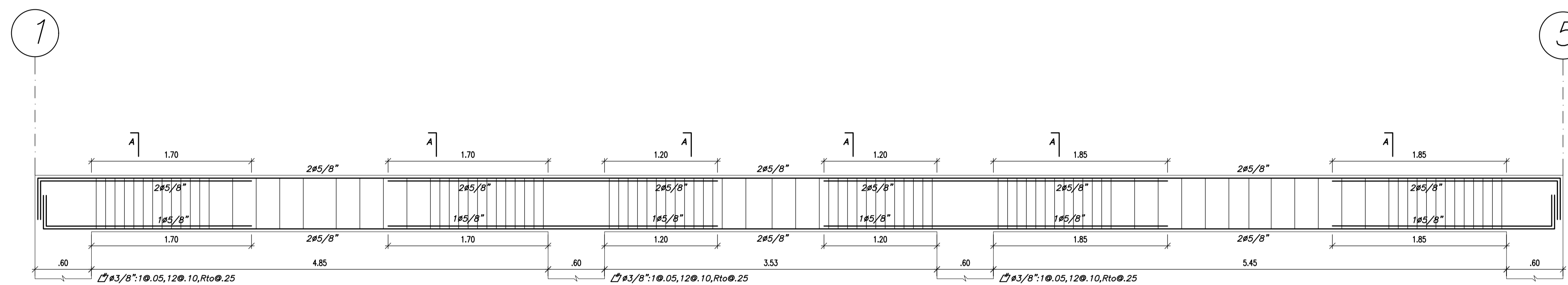
VIGA V-206(.25x.60)



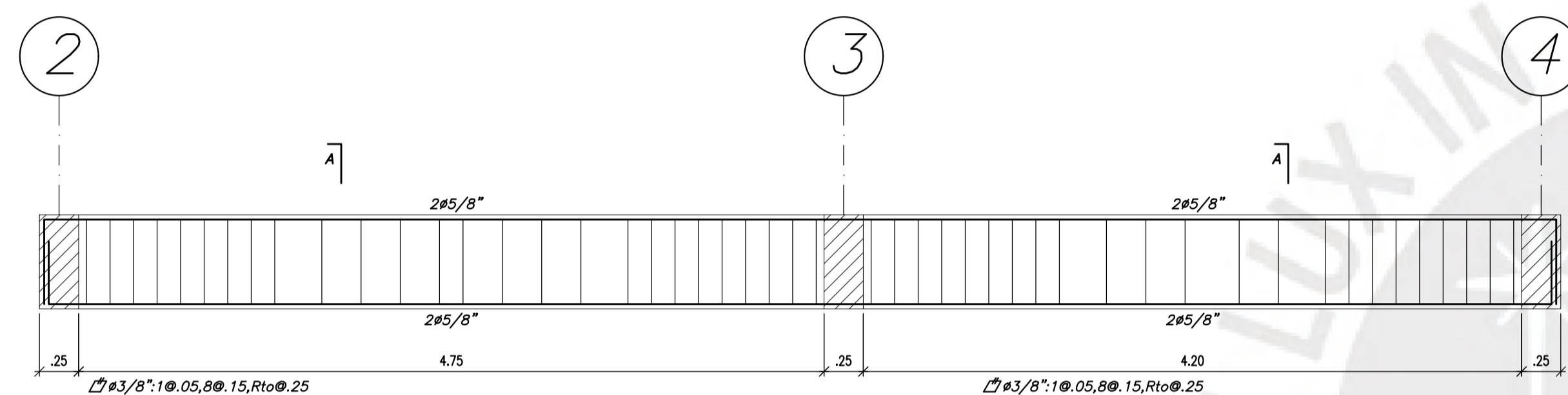
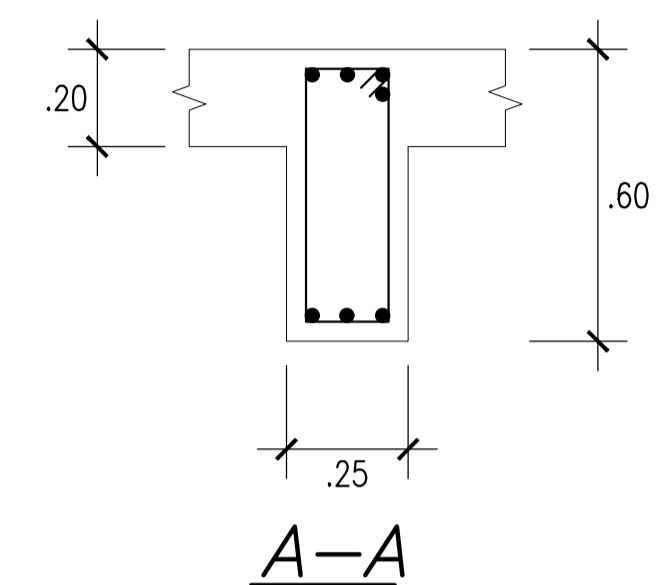
VIGA V-207(.25x.60)



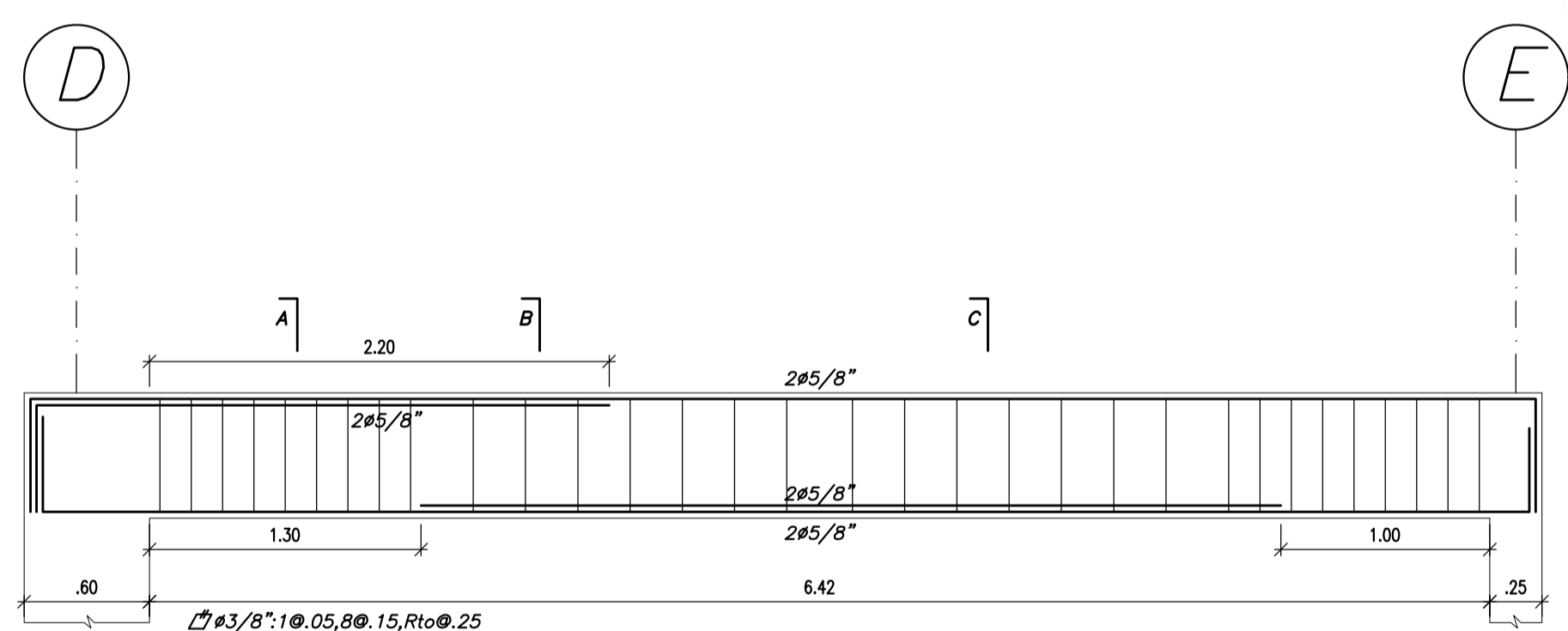
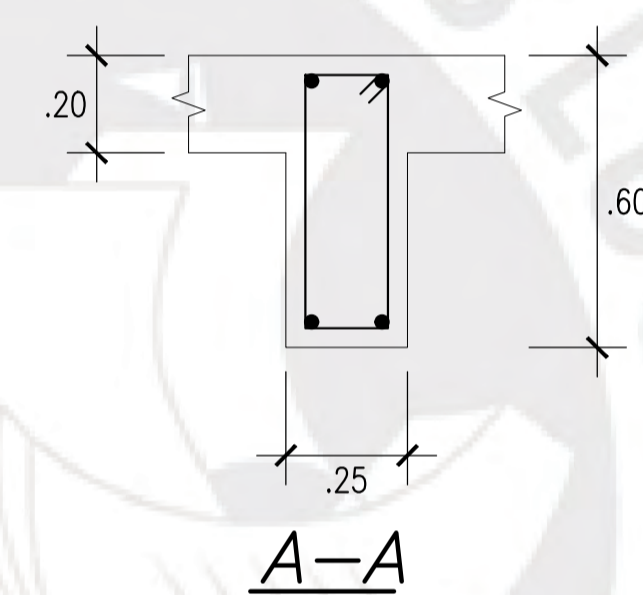
ESTRUCTURAS				
PROYECTO : DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS SIN SÓTANOS				PROYECTO N° 19-0001
PLANO : VIGAS (e)				FECHA SEPTIEMBRE 2021
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO MATEO BARRIOS	DIBUJO MB	ESCALA 1/30	E-11/14



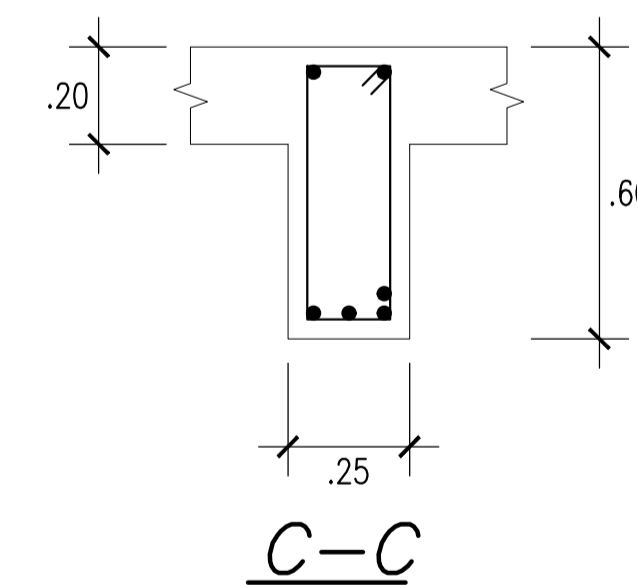
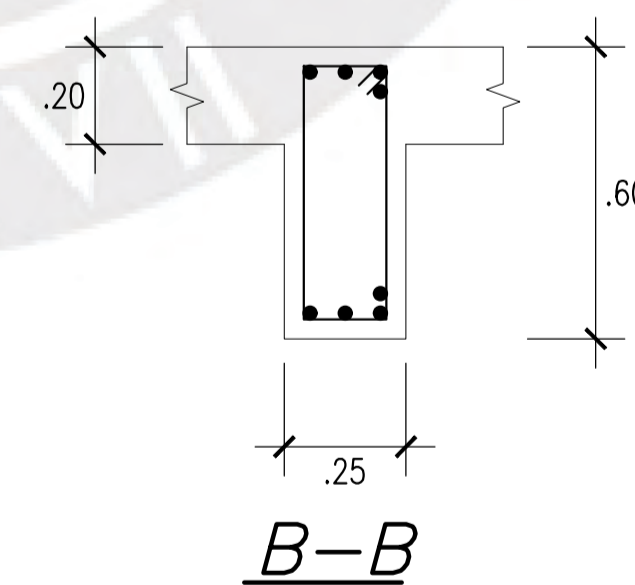
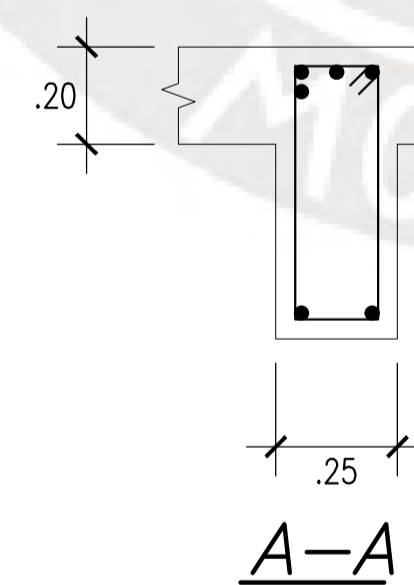
VIGA V-208(.25x.60)



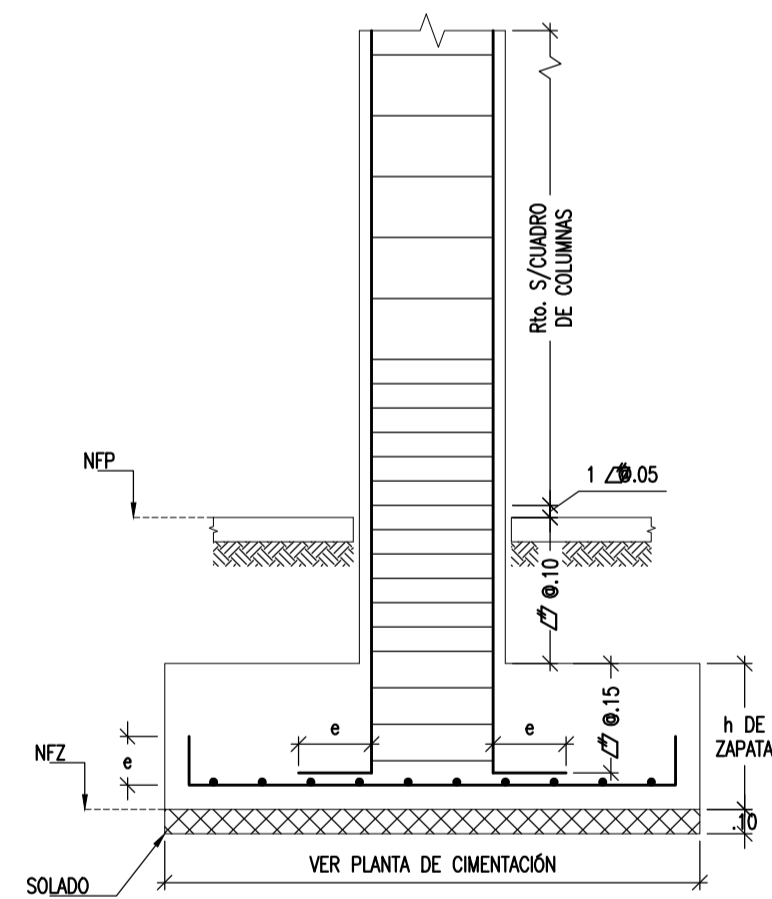
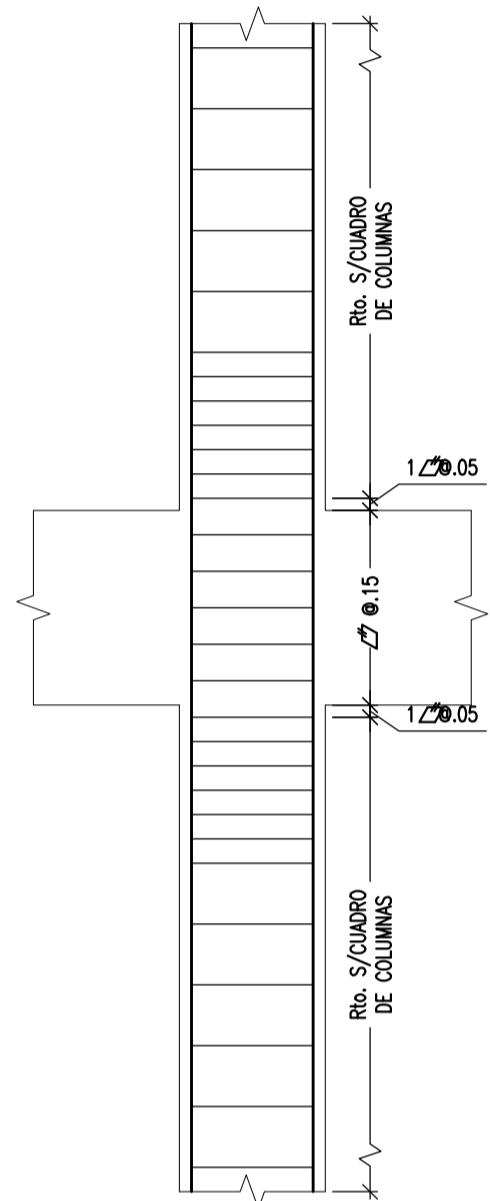
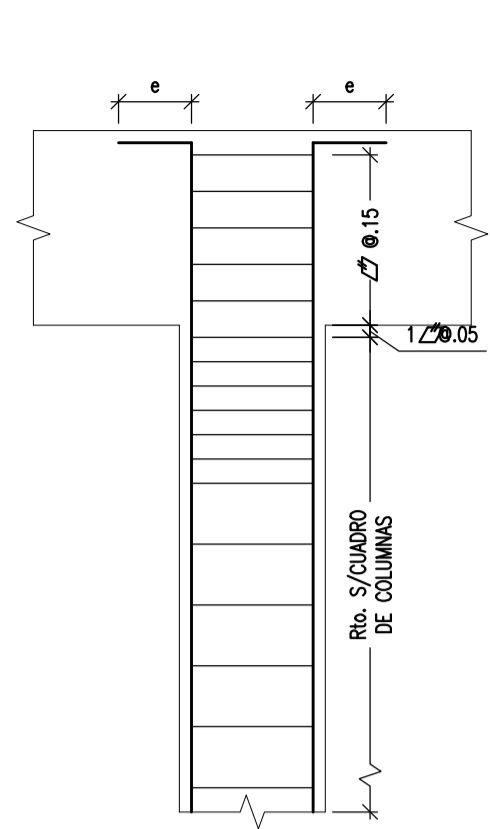
VIGA V-209(.25x.60)



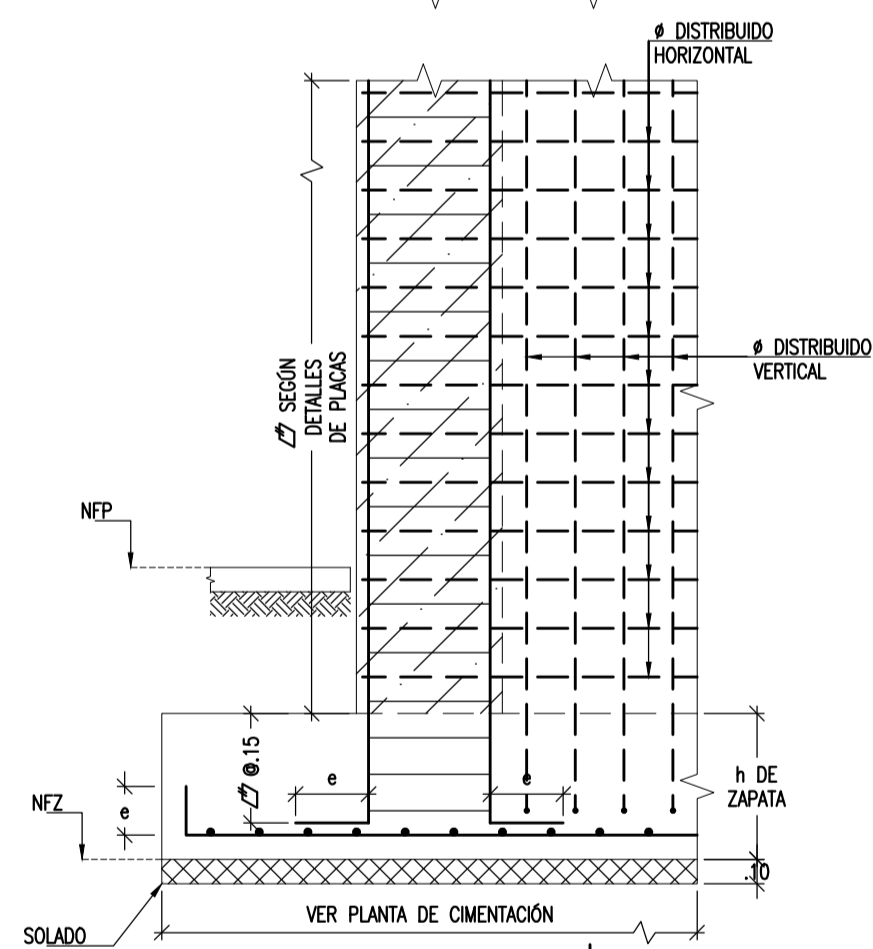
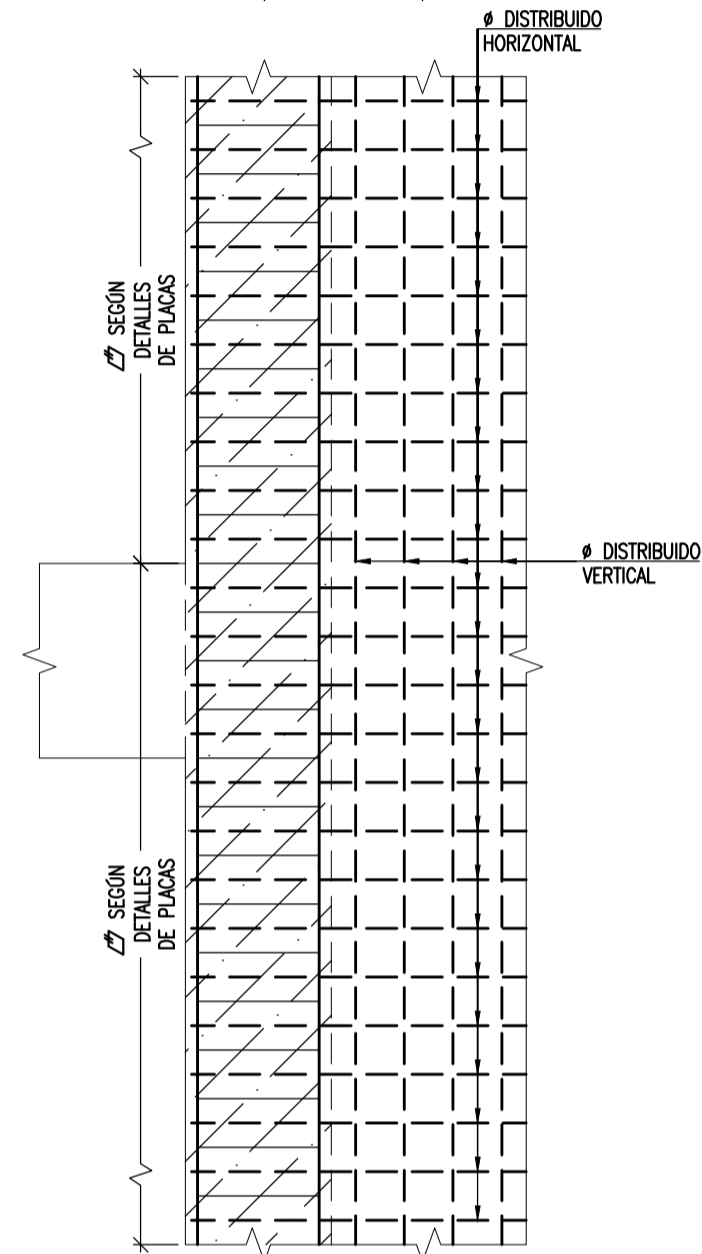
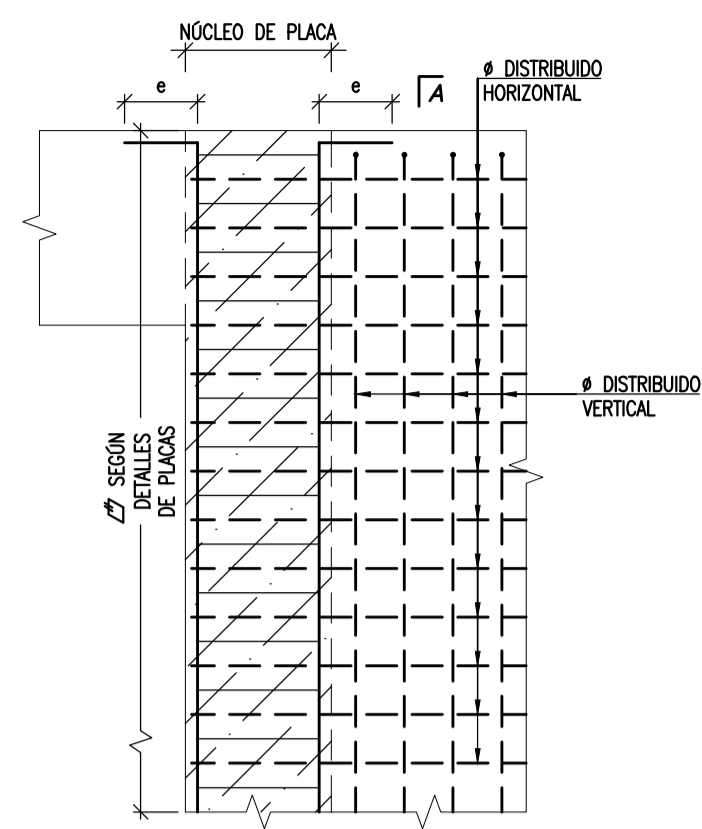
VIGA V-210(.25x.60)



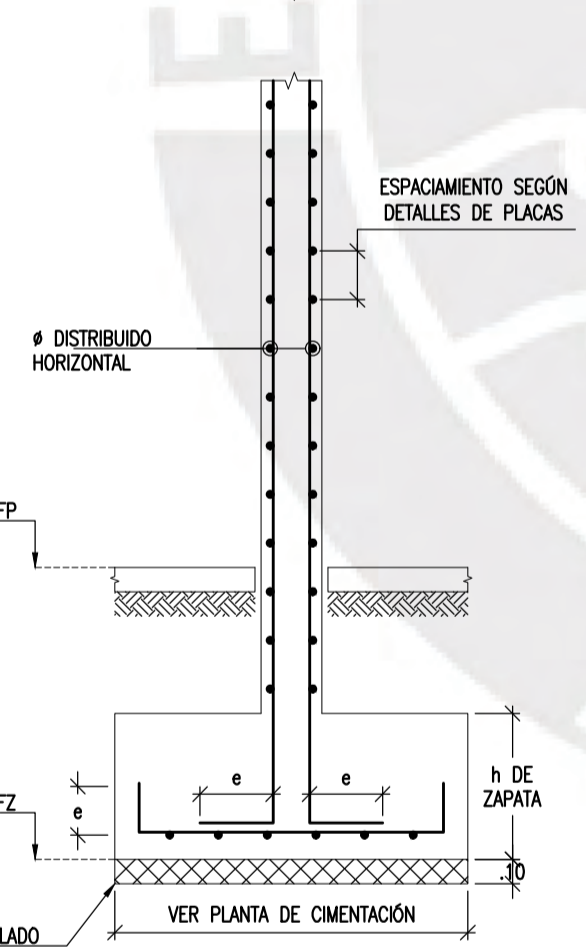
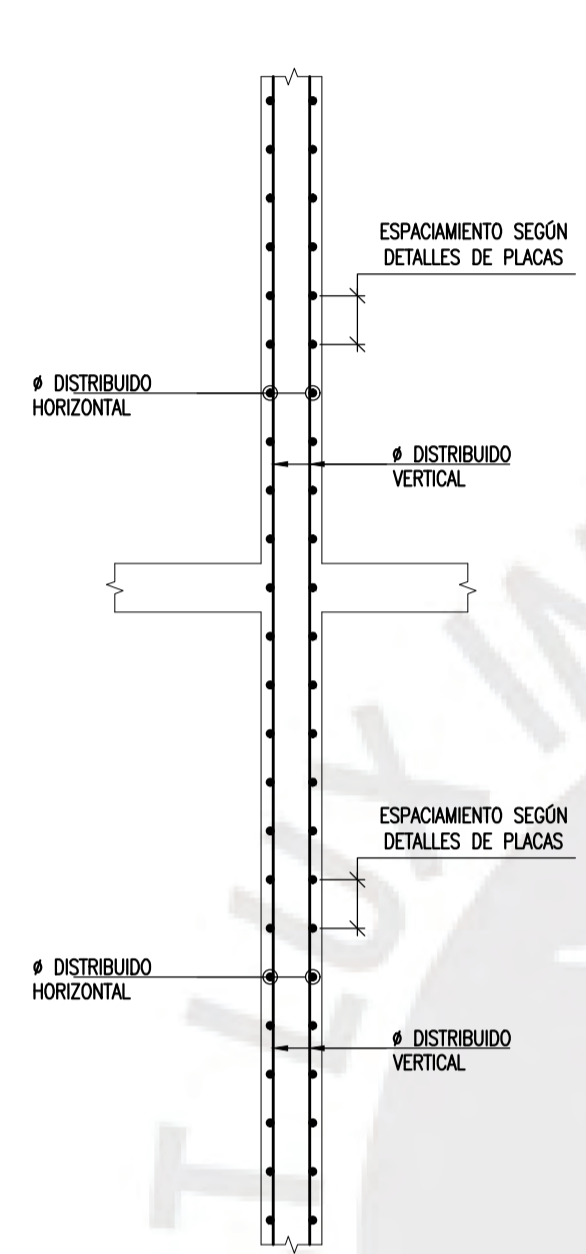
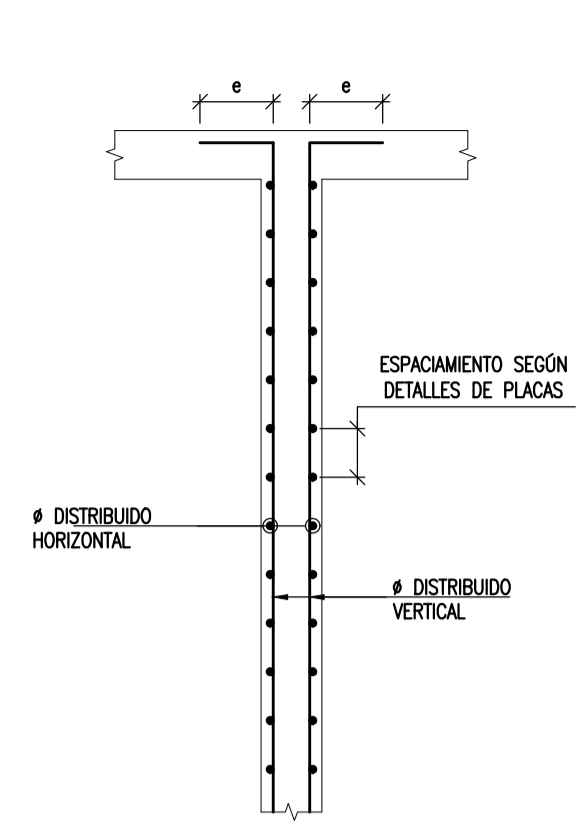
ESTRUCTURAS				
PROYECTO : DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS SIN SÓTANOS				PROYECTO N° 19-0001
PLANO : VIGAS (f)				FECHA SEPTIEMBRE 2021
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO MATEO BARRIOS	DIBUJO MB	ESCALA 1/30	E-12/14



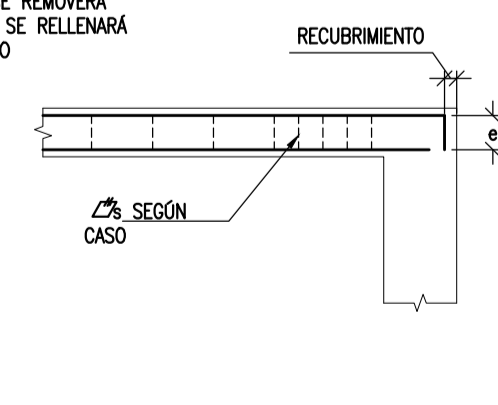
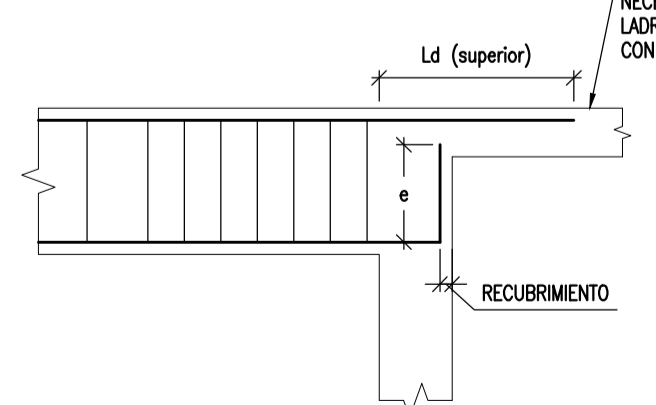
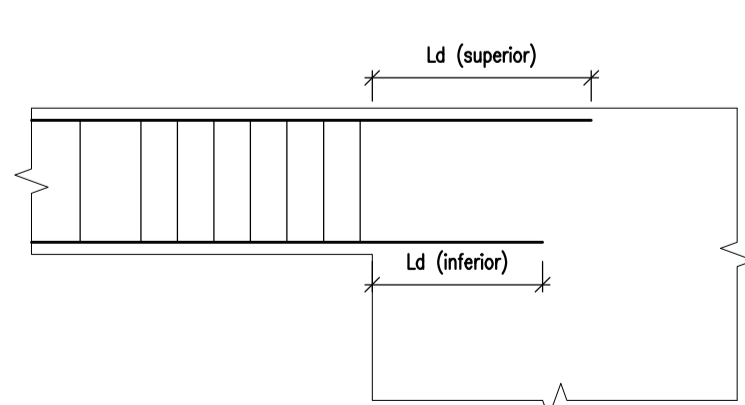
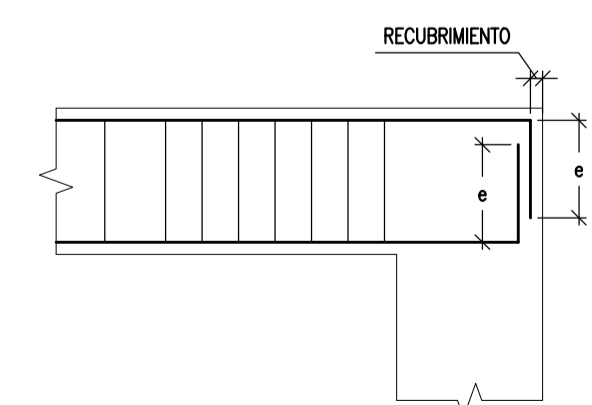
ELEVACIÓN TÍPICA DE COLUMNAS



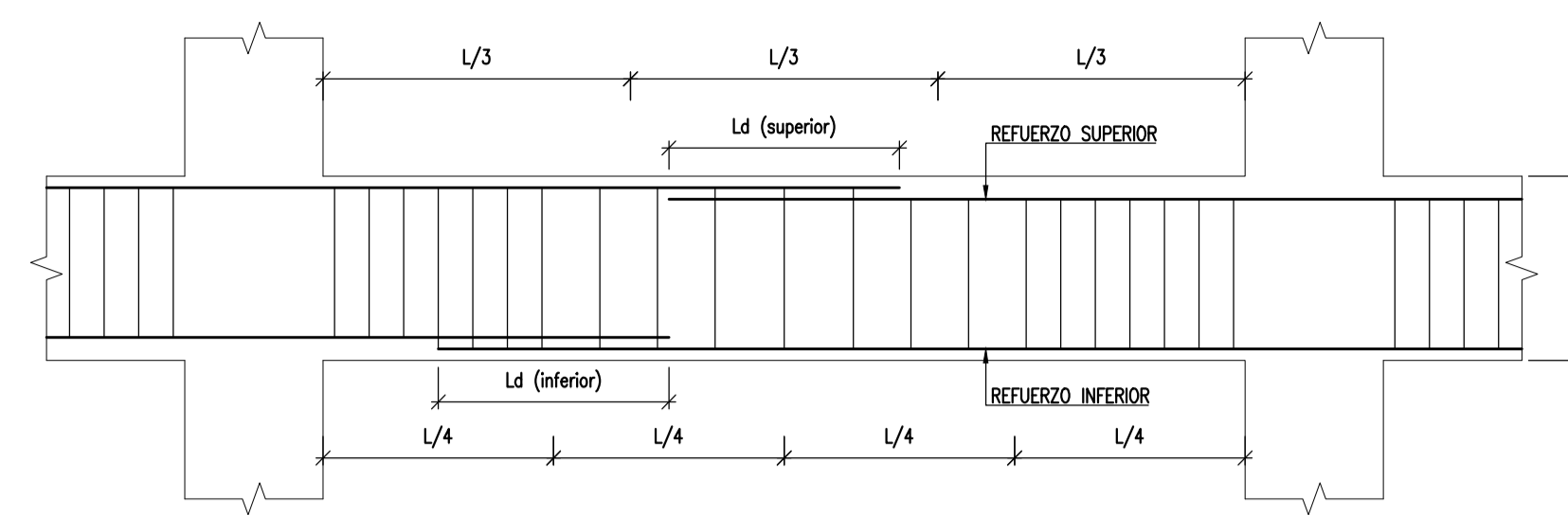
ELEVACIÓN TÍPICA DE PLACAS



CORTE A-A

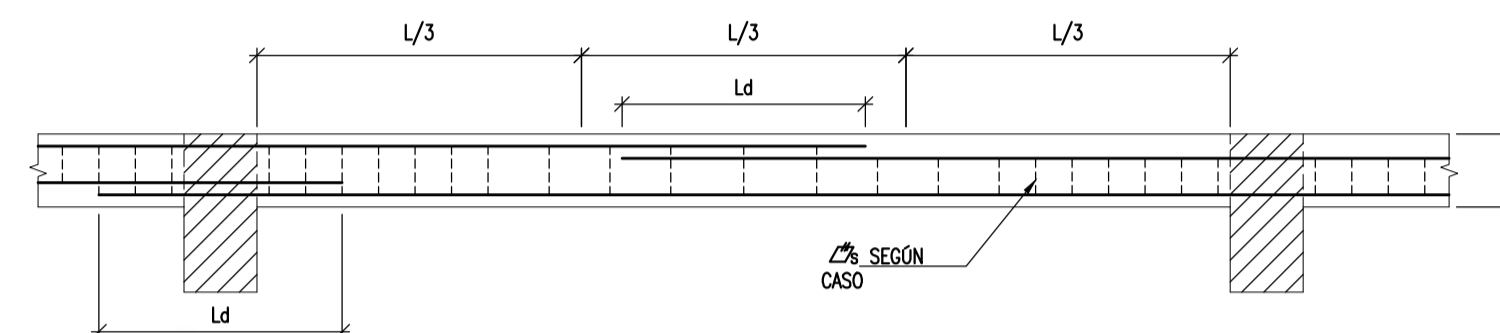


DETALLE DE ANCLAJE DE VIGAS, VIGUETAS DE TECHO Y LOSAS



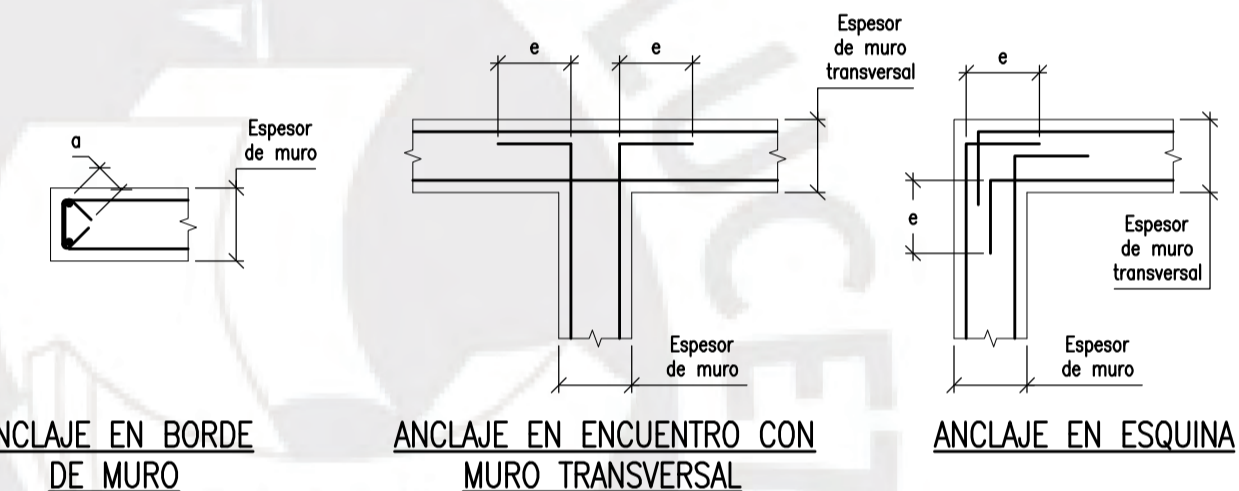
DETALLE DE EMPALME TRASLAPADO EN VIGAS PERALTADAS

NOTA- (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.

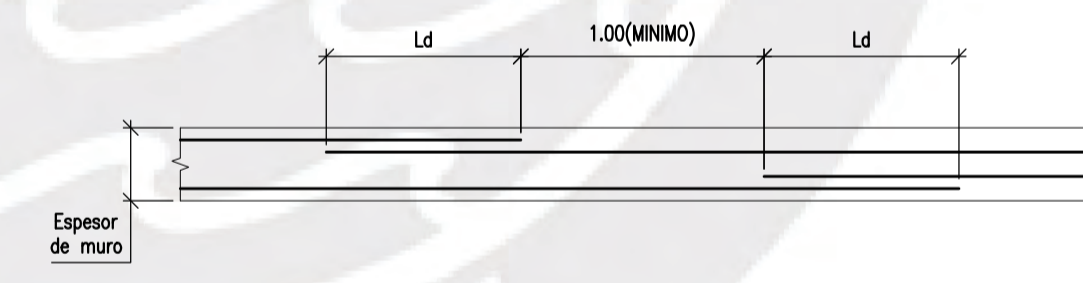


DETALLE DE EMPALME TRASLAPADO EN VIGAS CHATAS, VIGUETAS DE TECHO Y LOSAS

NOTA- (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) LA LONGITUD L_d SERÁ EL VALOR INDICADO PARA REFUERZO INFERIOR EN EL CUADRO "LONGITUD DE DESARROLLO L_d ".

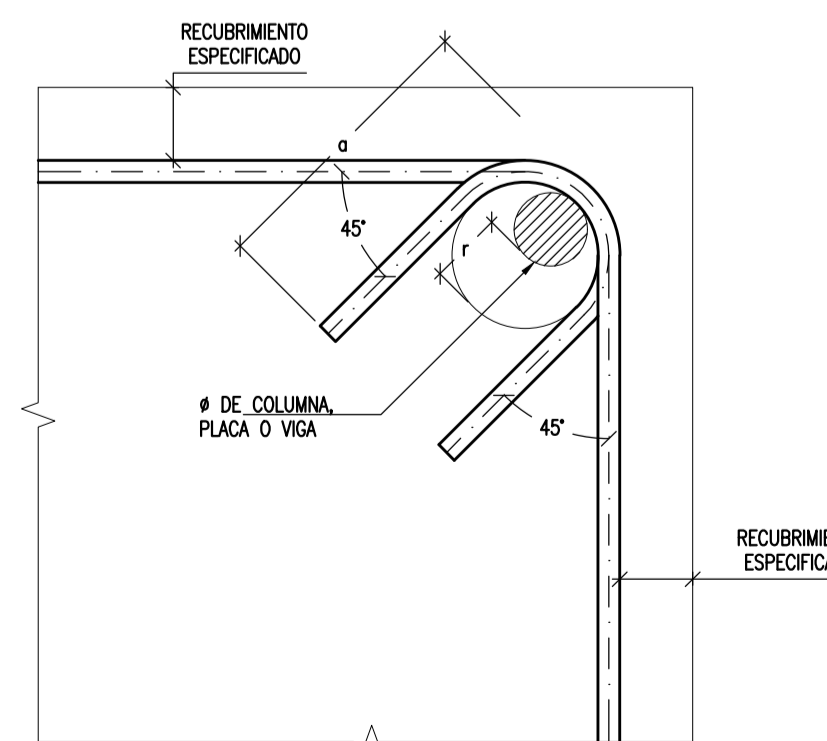


DETALLE DE ANCLAJE DE REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS Y PLACAS

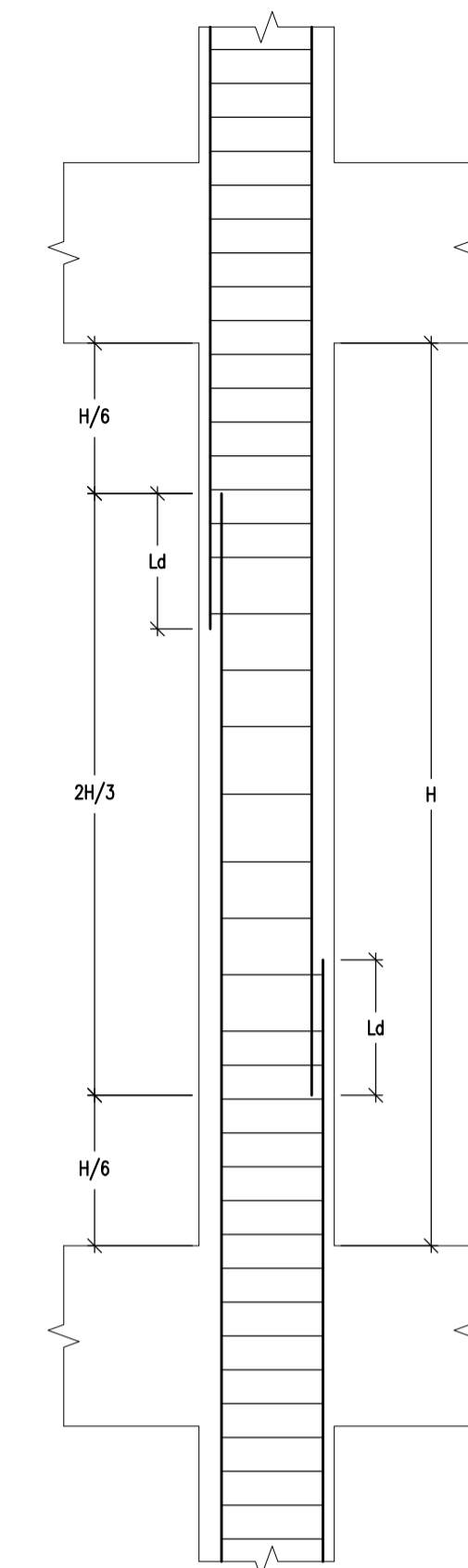


DETALLE DE EMPALME DE REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS Y PLACAS

NOTA- (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) LA LONGITUD L_d SERÁ EL VALOR INDICADO PARA REFUERZO SUPERIOR EN EL CUADRO "LONGITUD DE DESARROLLO L_d ".



DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS



DETALLE DE EMPALME TRASLAPADO EN COLUMNAS Y PLACAS

NOTA- (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) LA LONGITUD L_d SERÁ EL VALOR INDICADO PARA REFUERZO INFERIOR EN EL CUADRO "LONGITUD DE DESARROLLO L_d ".
(d) EN NÚCLEOS DE PLACAS EL VALOR DE L_d SE AUMENTARÁ EN UN 25%.

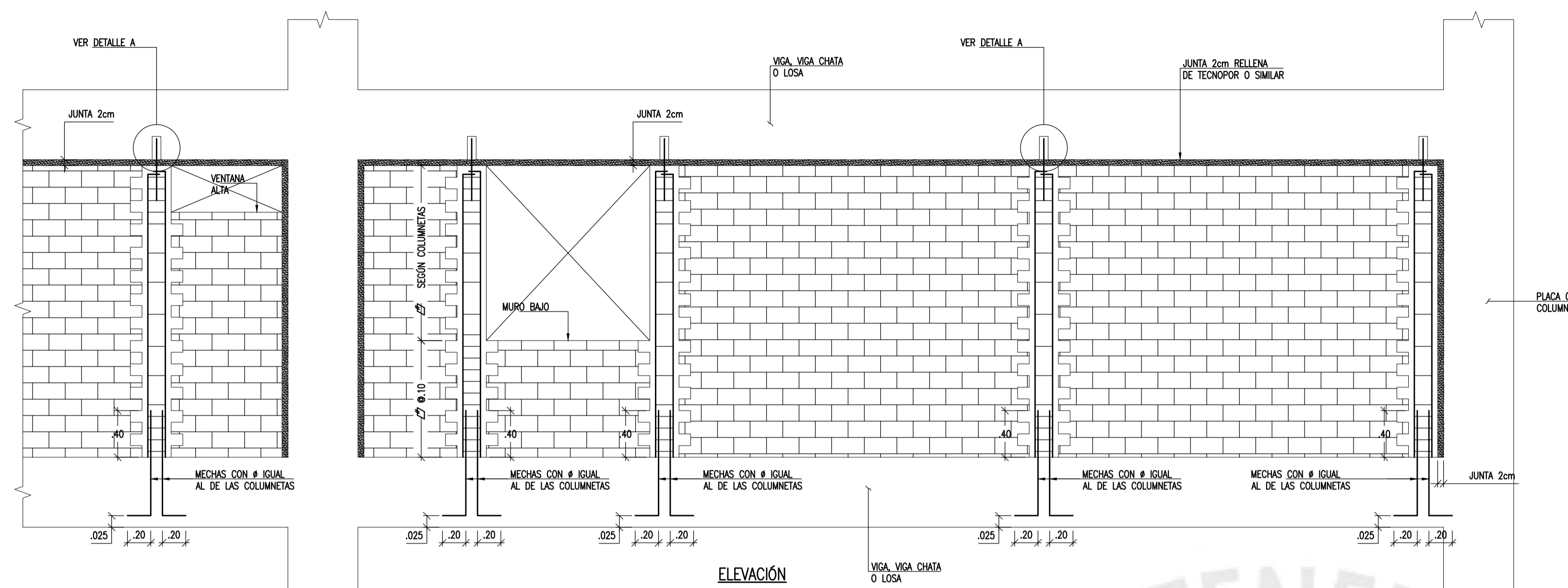
LONGITUD DE GANCHO "e"	
Ø	e (m)
8mm	.13
3/8"	.15
1/2"	.20
5/8"	.25
3/4"	.30
1"	.40

LONGITUD DE DESARROLLO L_d		
Ø	L_d REFUERZO INFERIOR (m)	L_d REFUERZO SUPERIOR (m)
8mm	.30	.40
3/8"	.40	.50
1/2"	.50	.60
5/8"	.60	.75
3/4"	.70	.90
1"	1.15	1.50

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

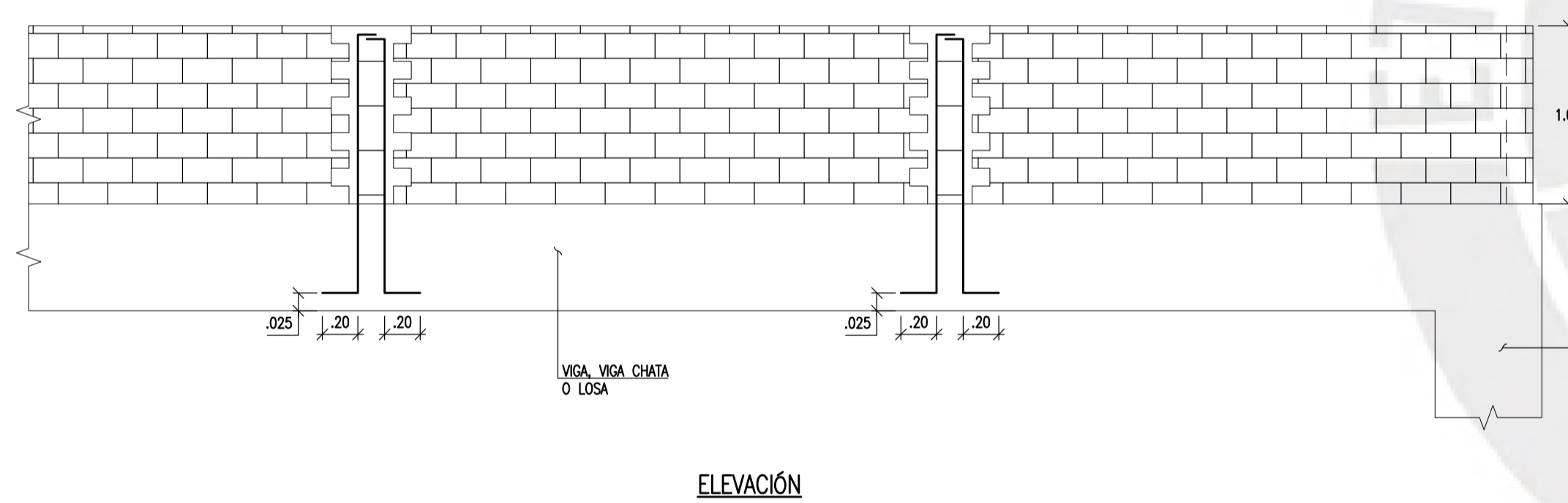
ESTRUCTURAS

PROYECTO : DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS SIN SÓTANOS		PROYECTO N° 19-0001
PLANO : DETALLE GENERALES		FECHA SEPTIEMBRE 2021
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO MATEO BARRIOS	DIBUJO MB
ESCALA 1/30		E-13/14

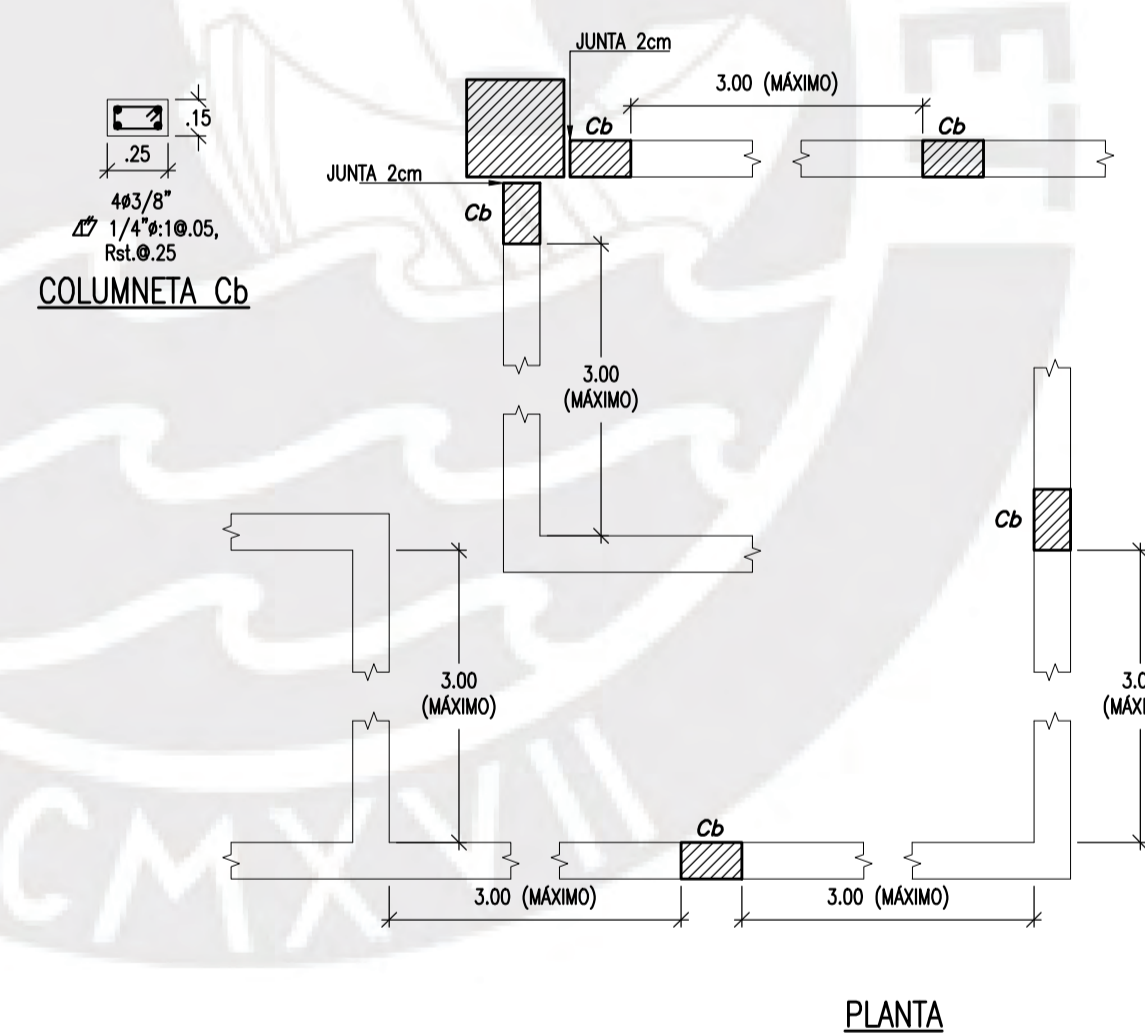


NOTA- (a) TODOS LOS TABIQUES ESTARÁN SEPARADOS DE LA ESTRUCTURA TANTO EN EL EXTREMO SUPERIOR COMO EN LOS LATERALES.
 (b) EN EL CASO EN QUE SE TENGA COLUMNETAS QUE SE APOYEN SOBRE LOSA ALGERADA, ESTAS SE ANCLARÁN EN UN ENSANCHE DEL ALGERADO FORMADO AL QUITAR LOS LADRILLOS NECESARIOS Y RELLENAR CON CONCRETO.

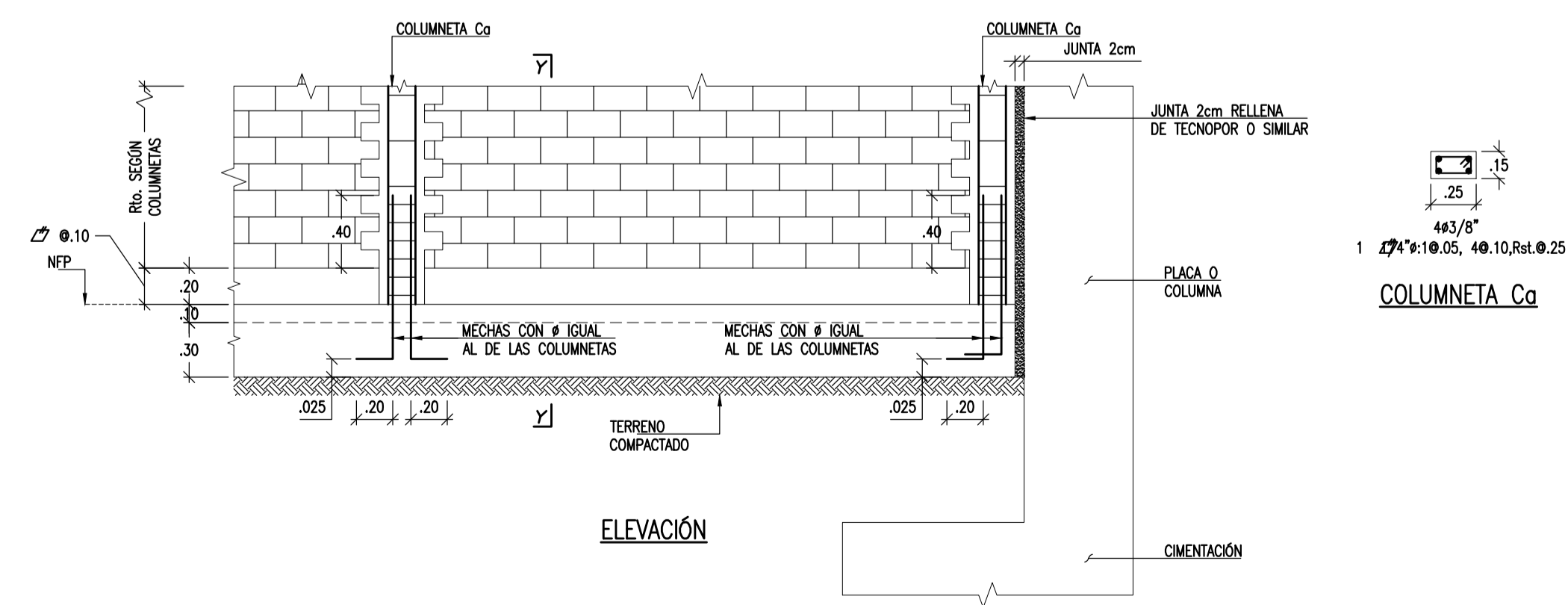
DETALLE GENERAL DE TABIQUERÍA AISLADA



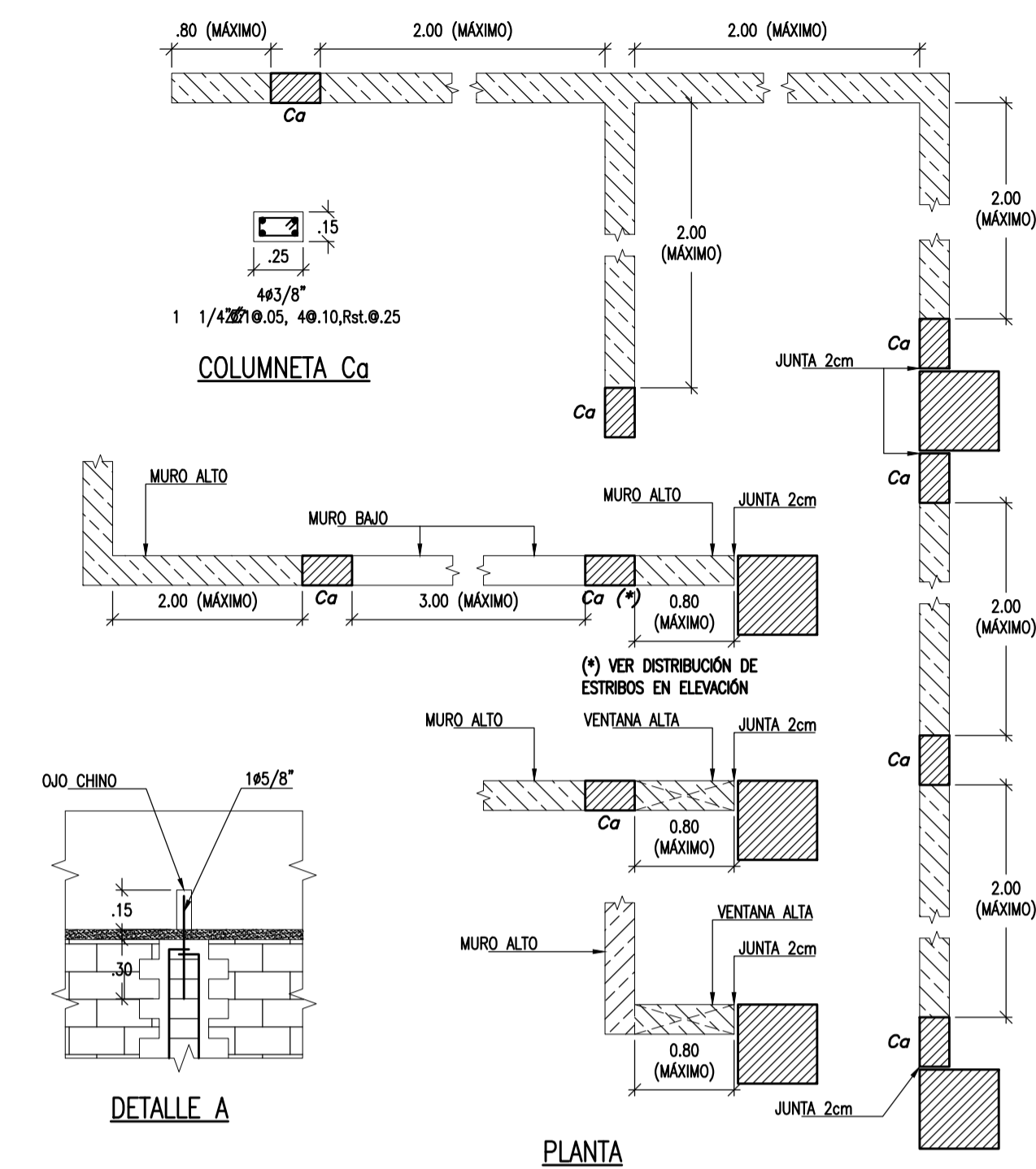
DETALLE GENERAL DE PARAPETO DE AZOTEA



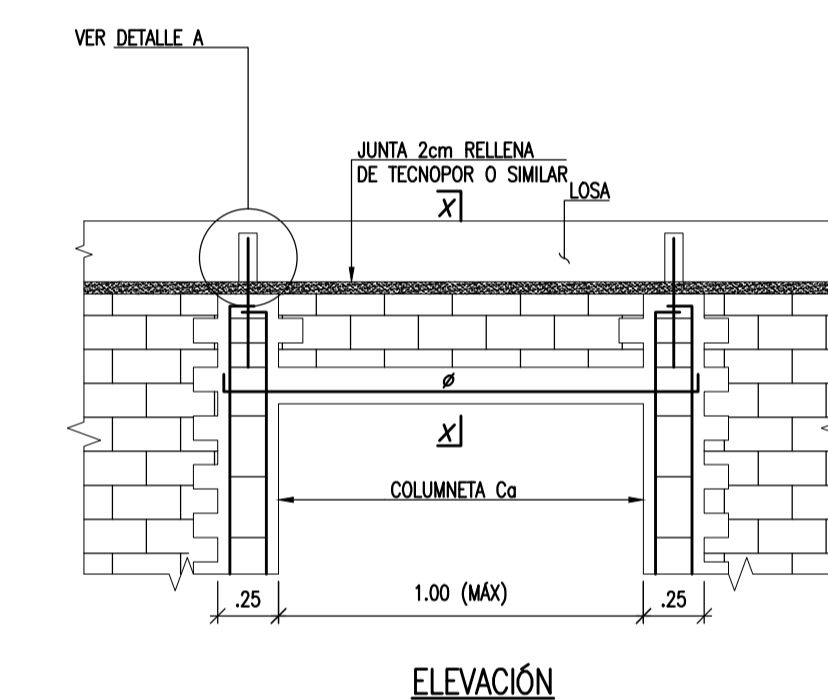
PLANTA



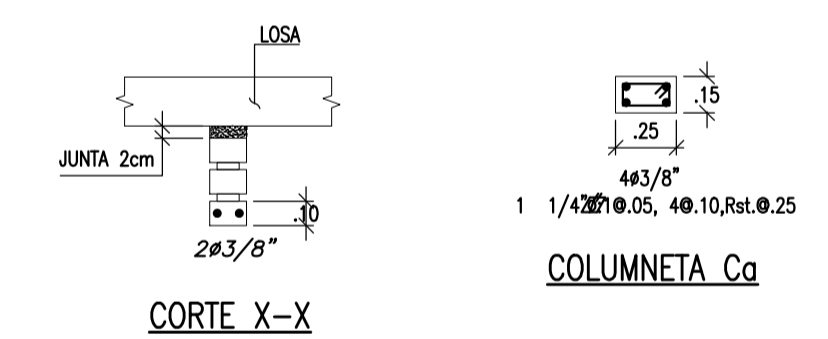
DETALLE DE CIMENTO CORRIDO PARA TABIQUERÍA



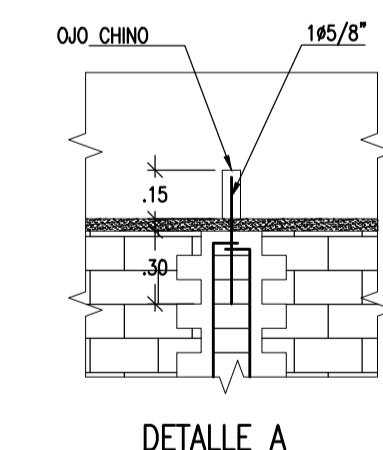
PLANTA



ELEVACIÓN

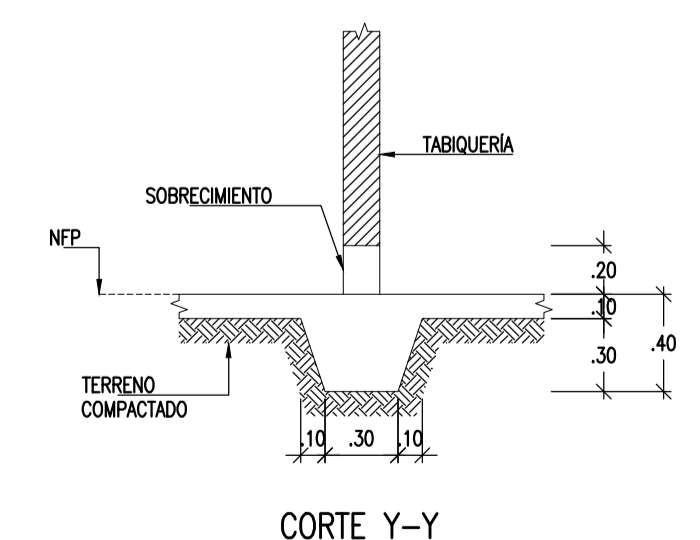


CORTE X-X



DETALLE A

DETALLE DE DÍNTEL



CORTE Y-Y

ESTRUCTURAS				
PROYECTO : DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS SIN SÓTANOS				PROYECTO N° 19-0001
PLANO : DETALLES GENERALES				FECHA SETIEMBRE 2021
ASESOR ING. RENZO NORIEGA	DISEÑO MATEO BARRIOS	DIBUJO MB	ESCALA 1/30	E-14/14