

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO
ARMADO DE SIETE NIVELES**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

William Enrique Sánchez Abanto

ASESOR:

José Alberto Acero Martínez

Lima, marzo, 2020

RESUMEN

En el presente trabajo se desarrolló el análisis y diseño de un edificio multifamiliar de concreto armado de siete pisos. El proyecto es un complejo habitacional que está ubicado en el distrito de Surquillo, sobre un terreno con un área de 270.97 m^2 y cuya capacidad portante es de 4 kg/cm^2 .

El sistema estructural consiste en placas, columnas y vigas de concreto armado. El sistema de techado usado consta de losas aligeradas con viguetas típicas y losas macizas. Finalmente, la cimentación consta de zapatas aisladas y zapatas combinadas.

Los criterios de predimensionamientos de los elementos estructurales contribuyeron a obtener adecuadas deflexiones en las vigas. Las placas se predimensionaron de tal manera que tome el 80% de la fuerza cortante sísmica de diseño del análisis estático. Los pórticos de concreto armado se predimensionaron de tal manera que su deriva no sea mayor al 7‰ exigido por la norma E.030.

Se estructuró el edificio basándose en los diversos criterios de estructuración vigentes. La estructuración tuvo como fin que la estructura tenga una estructura simple, pero con una adecuada rigidez en ambas direcciones.

Para el diseño por cortante de vigas y columnas fueron cubiertos por los criterios mínimos que exige la norma E.060 de Concreto Armado. Para el caso de placas en la mayoría cumple con la cuantía mínima de acero que exige la norma E.030.

Para el análisis dinámico y estático del edificio se desarrolló un modelo tridimensional en el programa ETABS, este análisis sirvió para analizar el edificio por cargas de gravedad y por cargas de sismo. Para la modelación del edificio se utilizó diafragmas rígidos con 3 grados de libertad para representar la losa, se utilizaron los comandos frame para modelar las columnas y vigas, wall para modelar las placas y membrane para losas.

El análisis dinámico nos muestra que el edificio tendrá derivas máximas de 0.003 en la dirección X y de 0.007 en la dirección Y. Por lo tanto, el edificio cumple con las exigencias de la norma E.060 la cual menciona que la deriva máxima permisible es de 0.007.

Para el cálculo de las cargas por gravedad se realizó un metrado de cargas en cada elemento según las especificaciones que nos da la norma E.020.

El diseño por flexión y por cortante de los elementos estructurales se realizaron siguiendo las pautas de la norma E.060. Con el fin de asegurar el buen funcionamiento de estos elementos tanto ante solicitaciones de gravedad como ante solicitaciones sísmicas.

Se realizó el diseño de los elementos estructurales de la losa aligerada y maciza, cumpliendo con las normativas exigidas por la norma E.060.

Finalmente, la cimentación se diseñó utilizando zapatas aisladas, zapatas conectadas y zapatas combinadas y siguiendo las pautas de la norma E.060.

Índice

1. Descripción General del Proyecto:	5
1.1. Características principales de la edificación.	5
1.2. Aspectos generales del diseño.	6
2. Estructuración y Pre-dimensionamiento:	7
2.1. Aspectos generales.	7
2.2. Planteamiento del sistema estructural.	7
2.3. Predimensionamiento de elementos.	8
2.3.1. Vigas.	8
2.3.2. Losas.	8
2.3.3. Placas.	9
2.3.4. Columnas.	10
2.3.5. Cisterna	10
3. Análisis por cargas de gravedad:	11
3.1. Aspectos generales.	11
3.2. Análisis de vigas y losas.	12
3.3. Análisis de columnas y placas.	17
4. Análisis por cargas sísmicas:	19
4.1. Parámetros sísmicos de edificación de acuerdo a la Norma E.030.	19
4.2. Modelo estructural.	21
4.3. Factor base de reducción.	22
4.4. Análisis de regularidad.	23
4.5. Modos de vibración	23
4.6. Análisis Estático.	24
4.7. Análisis Dinámico	26
4.8. Análisis de Irregularidades	28
4.9. Derivas y junta sísmica.	35
5. Diseño de los elementos:	37
5.1. Procedimiento general de diseño.	37
5.2. Métodos de diseño:	37
5.2.1. Diseño por flexión.	37
5.2.2. Diseño por cortante.	38
5.3. Elementos:	38
5.3.1. Diseño de losas.	38
5.3.2. Diseño de vigas.	54
5.3.3. Diseño de columnas.	64
5.3.4. Diseño de placas.	70
5.3.5. Diseño de cimentación.	78

5.3.6. Diseño de elementos secundarios.	89
5.3.6.1. Diseño de escaleras.	89
5.3.6.2. Diseño de zapata combinada	92
5.3.6.3. Diseño de muro perimetral.	101
5.3.6.4. Diseño de Cisterna.	107
6. Comentarios y Conclusiones.	112
7. Bibliografía.	114
8. Anexos.	115



1. Descripción General del Proyecto:

1.1. Características Principales de la Edificación:

El proyecto desarrollado es un edificio multifamiliar de departamentos de 7 pisos, este edificio es parte de un complejo habitacional, este es el modelo típico de los edificios del complejo y a modo de simplificación se mostrará el diseño de uno solo, el proyecto está ubicado en el distrito de Surquillo, la capacidad portante del suelo donde se está realizando el proyecto es de 4 kg/cm^2 . El primer nivel es únicamente estacionamientos y recepción, el área techada del primer piso es de aproximadamente 175.45 m^2 . A partir del segundo piso es el piso típico el cual se extiende hasta el 7mo piso, se tiene 2 departamentos por piso, el área techada del piso típico es de 175.45 m^2 .

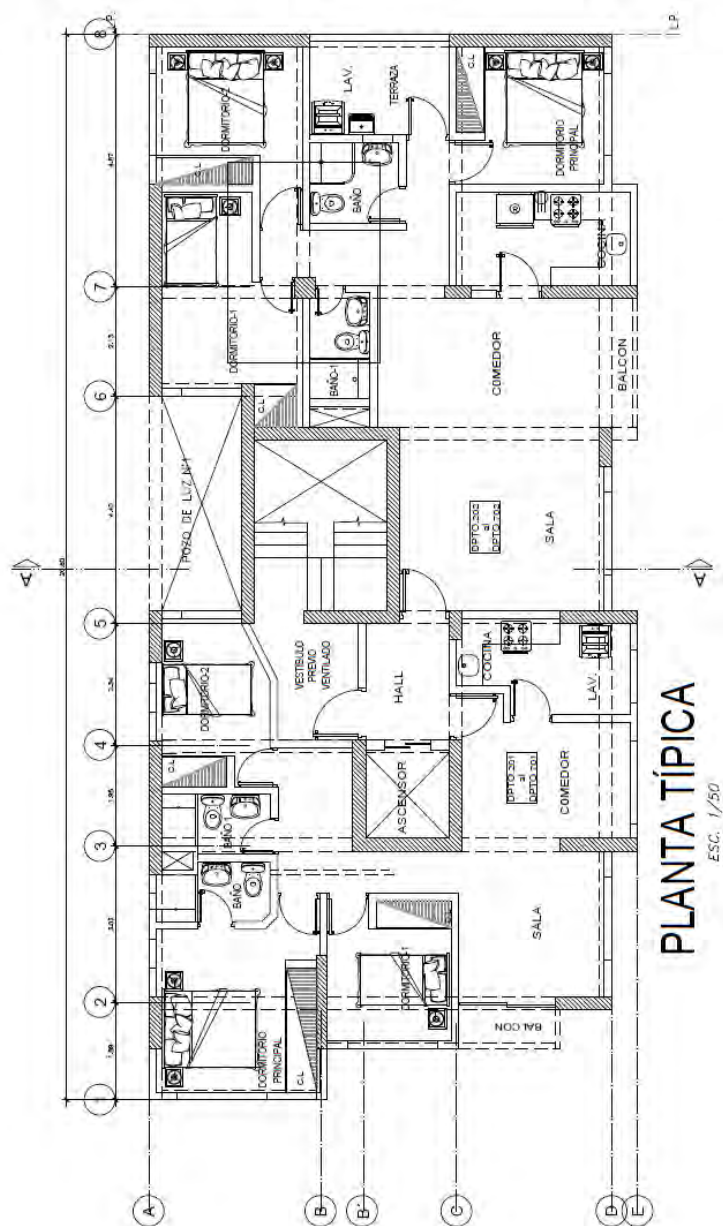


Figura 1.1 Muestra la distribución arquitectónica del piso típico.

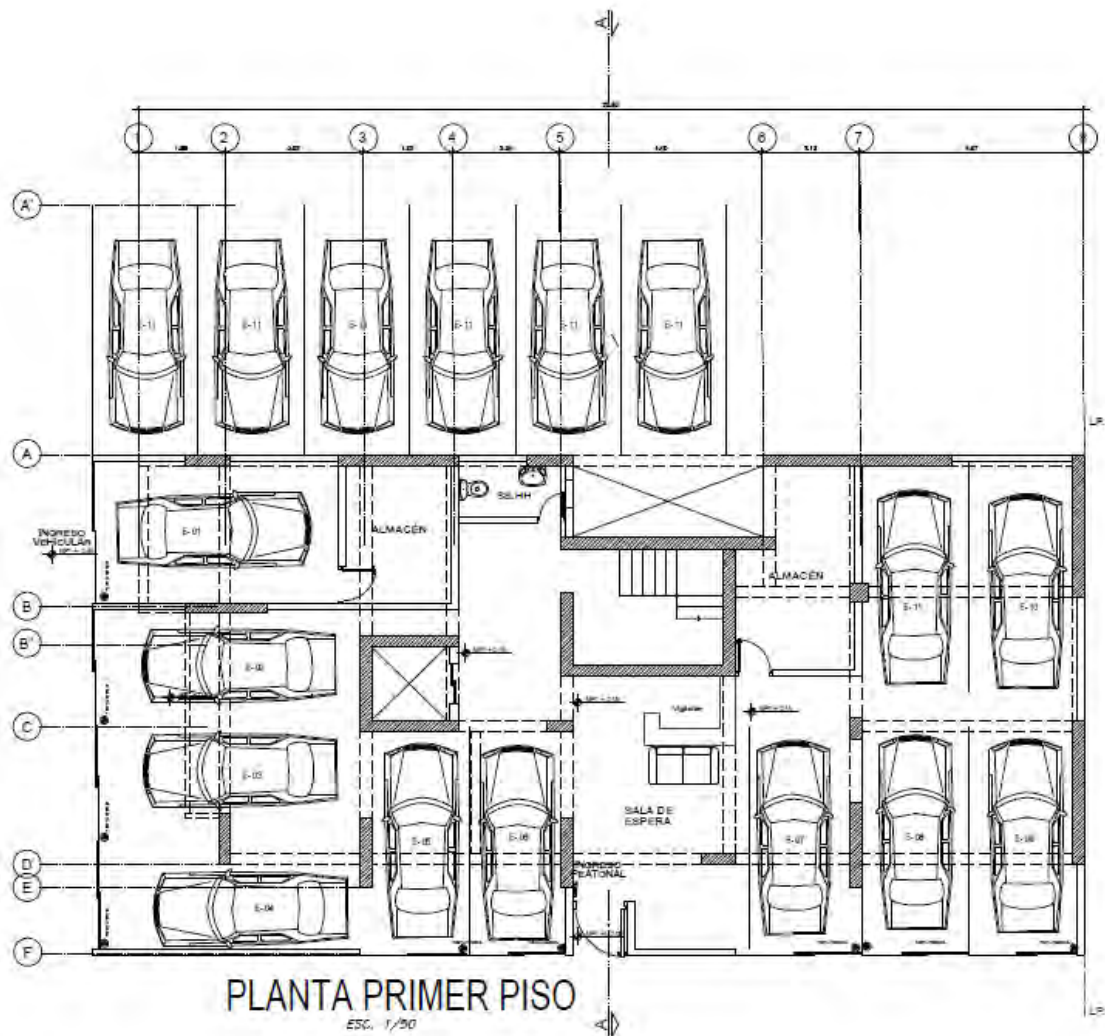


Figura 1.2 Muestra la distribución arquitectónica del primer piso.

1.2. Aspectos generales de diseño:

Debido a que las resistencias y las cargas son valores aleatorios, se necesita contar con algunos factores que consideren esta aleatoriedad.

Uno de los principales parámetros que cuenta con esta aleatoriedad es la resistencia nominal calculada en el análisis de los elementos estructurales. Esta resistencia nominal es la capacidad que posee un elemento, calculada a partir de las dimensiones de los elementos y del área de acero que poseen, usando las hipótesis y ecuaciones de resistencia del método de diseño por resistencia. Es necesario colocarle un factor de reducción a la resistencia mencionada, debido a lo variable de la resistencia de los materiales, tipo de falla del elemento y diferencia de las dimensiones de los elementos indicados en planos con respecto a obra. Del mismo modo el Método de diseño por resistencia amplifica las cargas presentes en una estructura hasta llegar a un valor último. Los factores de amplificación usadas para este propósito consideran el grado de estimación de todas las cargas, las suposiciones y simplificaciones usadas para realizar el modelo estructural. A

continuación, se presentarán las tablas brindadas por la norma peruana para estos factores.

Tabla 1.1. Factores de reducción (Norma E.060)

Solicitaciones	Factor ϕ
Flexión	0.90
Tracción y Tracción-Flexión	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y flexo-compresión:	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con estribos	0.70

Tabla 1.2. Factores de amplificación de cargas (Norma E.060)

Cargas	Combinaciones de carga
Cargas muertas y vivas (C.M. y C.V.)	1.4 C.M. + 1.7 C.V.
Viento (C.Vi.)	1.25(C.M. + C.V. \pm C.Vi.) 0.9 C.M. \pm 1.25 C.Vi.
Sismo (C.S.)	1.25(C.M. + C.V.) \pm C.S. 0.9 C.M. \pm C.S.
Peso y empuje de suelos (C.E.)	1.4 C.M. + 1.7 C.V. + 1.7 C.E. 0.9 C.M. \pm 1.7 C.E.
Peso y empuje de líquidos (C.L.)	1.4 C.M. + 1.7 C.V. + 1.4 C.L. 0.9 C.M. \pm 1.4 C.L.

2. Estructuración y Pre-dimensionamiento:

2.1. Aspectos Generales:

Como nos encontramos en un país altamente sísmico la estructuración del edificio debe satisfacer a las cargas de gravedad y las cargas sísmicas. La estructura debe de disponer de elementos con la capacidad de transmitir las fuerzas de gravedad hacia la cimentación y debe resistir las solicitaciones sísmicas, para así tener un buen proceder de la estructura en su vida útil.

2.2. Planeamiento del sistema estructural:

Elementos horizontales

El edificio consta de 2 diferentes tipos de elementos horizontales: Las vigas y las losas. Como es un edificio de viviendas, las vigas deben colocarse de manera que no afecte arquitectónicamente a las viviendas por lo que se plantearon luces de vigas no muy amplias con el fin de no tener peraltes muy grandes. Las losas a usarse son losas aligeradas de una dirección y losas macizas que trabajarán en 1 dirección.

Elementos verticales

El edificio consta de 2 diferentes tipos de elementos verticales: Las columnas y las placas. Con el fin de no afectar la arquitectura ya planteada se mantuvo la distribución de columnas planteadas arquitectónicamente. Para dotar al edificio de una mayor rigidez se colocaron placas en ambas direcciones.

2.3. Predimensionamiento de elementos:

2.3.1. Vigas

Para el predimensionamiento de vigas se usó el libro “Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado” del Ing. Antonio Blasco Blanco del cual se usó la relación $L/12$ para vigas simplemente apoyadas y $L/14$ para vigas continuas. Con esto se quiere prevenir las deflexiones excesivas en la estructura.

Para la viga simplemente apoyada que posee una mayor luz, la cual es de 4.6 m, se obtiene un peralte de 40 cm de acuerdo al criterio mencionado anteriormente.

Para uniformizar las dimensiones de las vigas, se optó por mantener este peralte en las demás vigas. Además, con esto eliminamos cualquier sobreesfuerzo en las demás vigas.

2.3.2. Losas

Para el predimensionamiento de las losas se usó, al igual que el caso anterior, el libro del ingeniero Blanco. Este está regido por la relación $L/25$ para losas aligeradas y $P/180$ para losas macizas. Donde “L” es el valor de la luz de la losa y “P” es el valor de la misma.

Losa aligerada

La luz con mayor dimensión que se posee en la estructura es de 3.3 m, tomando en cuenta el criterio anterior, se obtiene un peralte de 13 cm, así que lo aproximamos a 17 cm, siendo este un espesor típico de aligerado. Como el peralte de la losa se basa en las dimensiones del ladrillo a usar y del recubrimiento, se optó por tomar un peralte de 17 cm. Donde 12 cm es la medida del tabique a usar y los 5cm restantes son el recubrimiento.

Losa maciza

Con el fin de uniformizar el peralte de las losas del edificio se mantuvo el peralte de 17 cm para las losas macizas.

2.3.3. Placas

Para el predimensionamiento de placas se asume que el concreto va a resistir todo el esfuerzo cortante recibido por efecto del sismo. Para emplear el criterio anterior se debe cumplir lo siguiente.

$$Vu = \phi Vc$$
$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * t * Lt$$

Para el cálculo de la fuerza cortante del edificio para ambas direcciones se usó el análisis sísmico estático propuesto por la norma E.030.

$$Vu = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Donde:

- Z: Zona donde se encuentra la edificación.
- U: Importancia de uso de la edificación.
- C: Amplificación sísmica.
- S: Factor del tipo del suelo
- R: Factor de reducción.
- P: Peso de la estructura.

Los valores para cada parámetro se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 2.1 Parámetros sísmicos.

Z	0.45
U	1
C	2.5
S	1
R	6
P	1228.15

Para el cálculo de los valores anteriores se utilizó la norma E.030 de acuerdo a los siguientes criterios. Como la edificación queda en la ciudad de Lima la zona es 4 por eso el factor es 0.45. Como es un edificio de viviendas es tipo C por lo que el factor es 1. Como en la ciudad de Lima nos encontramos con un suelo muy rígido el tipo de suelo es S1 y para la zona 4 el factor es 1. Para el valor de C se utiliza la fórmula $C = 2.5 * \frac{Tp}{T}$ para $Tp < T < Tl$, donde $Tp = 0.4$ y $Tl = 2.5$ y como se toma el valor más crítico se asumirá un factor de $C = 2.5$. Como la estructura del edificio es básicamente de muros de concreto el factor de reducción es de 6. Finalmente se asume un peso por piso de $1 \text{ ton}/\text{m}^3$, como cada piso tiene un área de 175.45 m^2 y son un total de 7 pisos, el peso total de la estructura es de 1228.15 ton.

Por lo que finalmente se tiene lo siguiente.

$$Vu = \frac{0.45 * 1 * 2.5 * 1}{6} * 1228.15$$
$$Vu = 230.28 \text{ ton}$$

Para la dirección X-X se tienen placas de 25 cm y para una resistencia de concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, se obtiene una longitud total de 14.10 m. La suma de las longitudes de las placas laterales y las interiores en la dirección X-X hacen un total de 22.18 m. Por lo tanto, cumplen con el predimensionamiento indicado.

Para la dirección Y-Y se tienen placas de 25 cm y para una resistencia de concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, se obtiene una longitud total de 14.10 m. La suma de las longitudes de las placas laterales y las interiores en la dirección Y-Y hacen un total de 18.99 m. Por lo tanto, cumplen con el predimensionamiento indicado.

Si bien las placas en ambas direcciones cumplen con el predimensionamiento, el análisis de cargas tanto sísmicas y de gravedad junto con el diseño de las placas son las que finalmente decidirán si las dimensiones empleadas son las correctas.

2.3.4. Columnas

Para el predimensionamiento de columnas se debe considerar que el esfuerzo axial máximo bajo cargas de servicio tiene que ser menor o igual a $0.45 f'c$, por lo que se debe cumplir la siguiente hipótesis:

$$A_{min} \geq \frac{P_{servicio}}{0.45 f'c}$$

$$P_{servicio} = \#pisos * \text{área tributaria} * \text{carga unitaria}$$

Para el predimensionamiento se escogió la columna C-4 que está en la intersección de los ejes 7 y B, cuya área tributaria es de 11.383 m^2 , el número de pisos del edificio es de 7 y la resistencia del concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$. Se asume que la carga unitaria es de 1 ton/m^2 , por lo que finalmente queda lo siguiente:

$$P_{servicio} = 7 * 11.383 * 1 = 79.681 \text{ ton}$$

$$A_{min} \geq \frac{79.681 * 10^3}{0.45 * 210} = 843.185 \text{ cm}^2$$

Finalmente, de acuerdo a lo asumido inicialmente se necesita un área mínima de columna igual a 843.185 cm^2 , como las dimensiones de la columna son de 40 cm x 40 cm esto nos da un área de columna de 1600 cm^2 , por lo que cumple el predimensionamiento.

2.3.5. Cisterna

Para el predimensionamiento de la cisterna se debe considerar la norma IS. 010 de Instalaciones Sanitarias, de acuerdo a la norma para una edificación que posea una cisterna por edificio, la capacidad de la misma será como mínimo igual a la dotación diaria con un volumen mínimo de 1 m^3 , debido a esto se realizará el cálculo de la dotación diaria de acuerdo a la norma.

Tabla 2.2 Dotación diaria por departamento según Norma IS. 010.

Número de dormitorios por departamento	Dotación por departamento (m^3/d)
1	0.50
2	0.85
3	1.20
4	1.35
5	1.50

La edificación posee 12 departamentos, cada departamento posee 3 dormitorios. Por lo que la dotación diaria sería la siguiente.

$$\text{Dotación diaria} = 1.2 * 12 = 14.4 m^3$$

La norma también nos indica que, referente al agua contra incendios, la capacidad mínima para la lucha contra incendios, en edificios multifamiliares, es de $25 m^3$. Esto, adicionado a la dotación diaria calculada anteriormente, nos brinda la siguiente capacidad total de la cisterna.

$$\text{Capacidad de cisterna} = 14.4 + 25 = 39.4$$

Finalmente se decidió utilizar una cisterna con una capacidad de $45 m^3$, con unas dimensiones de 5m x 3m x 3m.

3. Análisis por cargas de gravedad:

3.1. Aspectos generales:

El proyecto posee losas macizas, losas aligeradas, vigas simplemente apoyadas y columnas que trabajan ante cargas de gravedad, de estos elementos las columnas son las que no toman fuerzas importantes de sismo.

Los elementos anteriormente mencionados deben ser capaces de transmitir las cargas a las cuales está sometidas. La transmisión de cargas debe darse de losas a vigas, de vigas a columnas, de columnas a la cimentación y de la cimentación al suelo.

Las cargas que se transmitirán son generalmente de 2 tipos. La primera es la carga muerta (CM) la cual se define como la carga permanente de la edificación, dentro de esta se encuentra el peso de los elementos estructurales y no estructurales y otros objetos que se encuentren permanentemente. La segunda es la carga viva (CV) la cual se define como la carga variable de la edificación, dentro de esta se encuentra el peso de las personas, equipos y otros objetos que estén permanentemente.

Los pesos unitarios que se considerarán a lo largo del presente capítulo se presentan en los siguientes cuadros.

Tabla 3.1 Pesos unitarios o carga repartida para Cargas Muertas

Material	Peso Unitario
Concreto Armado	2400 kg/m ³
Albañilería	172.7 kg/m ²
Losa aligerada (17 cm)	280 kg/m ²
Piso terminado	100 kg/m ²
f'c	210 kg/cm ²

Tabla 3.2 Carga repartida para Carga Viva

Ocupación o uso	Carga repartida
Viviendas	200 kg/m ²
Azotea	100 kg/m ²
Locales comerciales	500 kg/m ²
Corredores y escaleras	200 kg/m ²
Garajes	250 kg/m ²

3.2. Análisis de vigas y losas:

Losa aligerada

En el proyecto la losa aligerada trabajará en una sola dirección, debido a esto se modelará como un elemento unidimensional con una carga distribuida por metro lineal en un ancho tributario. En el país donde se realiza este proyecto, en este caso Perú, la losa aligerada típica tiene un ancho tributario de 40 cm.

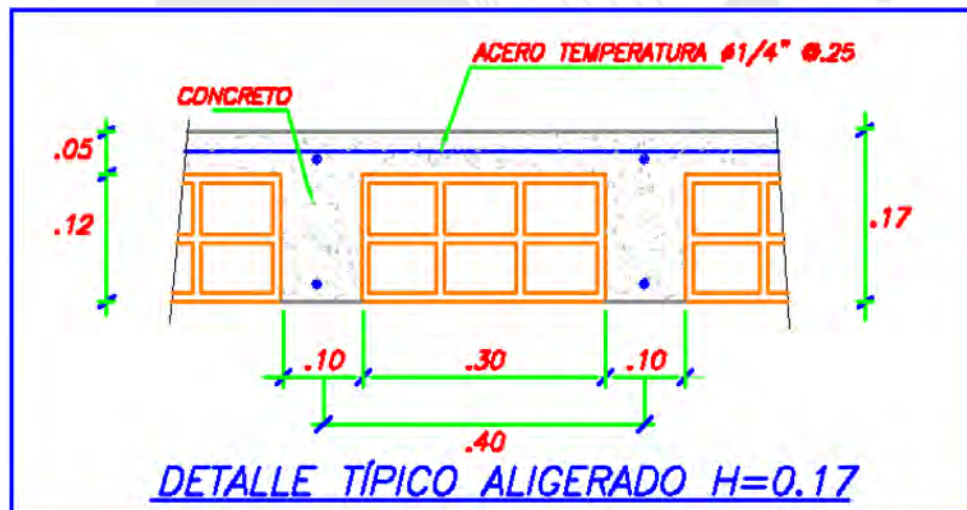


Figura 3.1 En la imagen se muestra la vigueta típica de una losa aligerada.

Las cargas de gravedad actuantes sobre la losa aligerada son el peso propio del aligerado, el peso del piso terminado, el peso de los muros de tabiquería (en caso hubiera) y sobrecarga.

En la imagen se muestra la sección de losa aligerada que se usará para realizar el metrado de cargas por gravedad.

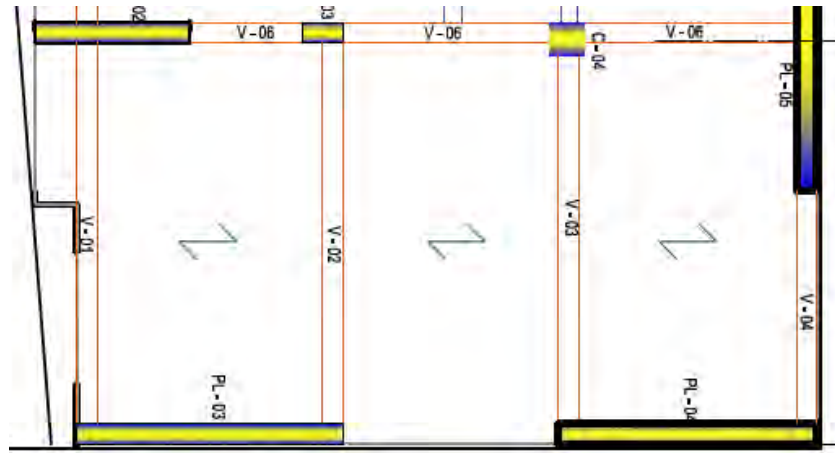


Figura 3.2 Muestra la zona y la dirección del aligerado.

Como se observa en la figura no se aprecia la tabiquería en el tramo a analizar, sin embargo, si hay por lo que la carga muerta que esta genera si se consideran en el siguiente cuadro de metrado de cargas.

Tabla 3.3 metrado de losa aligerada

Carga Muerta	
Peso Propio de vigueta	$0.28 * 0.4 = 0.112 \text{ ton/m}$
Peso Propio de piso terminado	$0.1 * 0.4 = 0.04 \text{ ton/m}$
Carga muerta total	$0.112 + 0.04 = 0.152 \text{ ton/m}$
Carga Muerta Puntual	
Peso Puntual de tabique ($e=0.15\text{m}$)	$0.1727 * 0.4 * 2.75 = 0.19 \text{ ton}$
Carga muerta puntual total	0.19 ton
Carga Viva	
Peso Propio de sobrecarga	$0.2 * 0.4 = 0.08 \text{ ton/m}$
Carga viva total	0.08 ton/m
Carga última total	$1.4 * C.M. + 1.7 * C.V. = 0.349 \text{ ton/m}$
Carga última puntual total	$1.4 * C.M. = 0.266 \text{ ton}$

- Aplicación de carga última a todo el tramo:

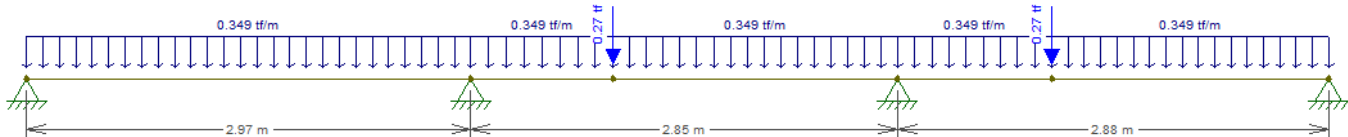


Figura 3.3 Modelo del aligerado con la carga última.

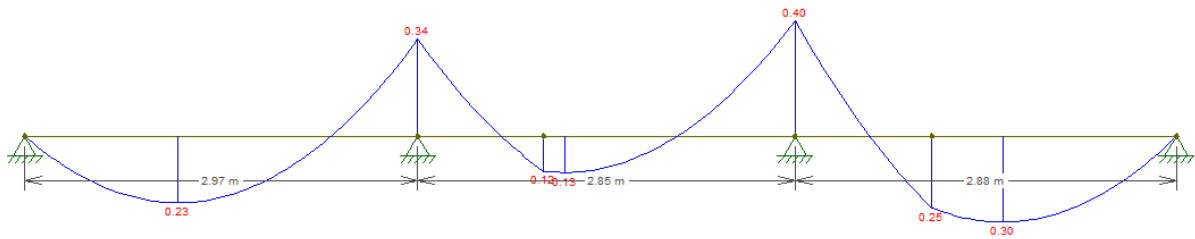


Figura 3.4 Diagrama de Momentos con carga última (ton*m).

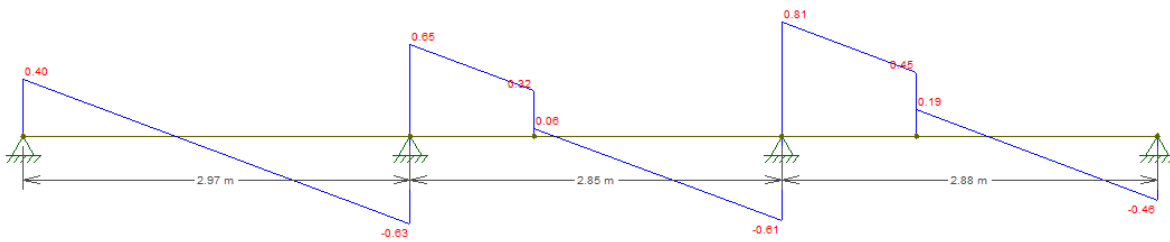


Figura 3.5 Diagrama de Fuerzas cortantes con carga última (ton).

Losa maciza

Para el análisis por gravedad en una losa maciza se debe tener en cuenta las dimensiones del paño a analizar. En el análisis de la losa maciza se considera que trabaja en una dirección cuando uno de los lados es mayor o igual a dos veces el valor del otro lado ($2a \geq b$). El paño analizado cumple con la hipótesis anterior por lo que se realizará el análisis como un modelo unidimensional, con un metro de ancho de losa.

De igual manera que en el caso de losa aligerada, las cargas por gravedad actuantes sobre la losa aligerada son el peso propio del aligerado, el peso del piso terminado, el peso de los muros de tabiquería (en caso hubiera) y sobrecarga.

En la imagen se muestra el paño de losa maciza que se usará para realizar el metrado de cargas por gravedad.

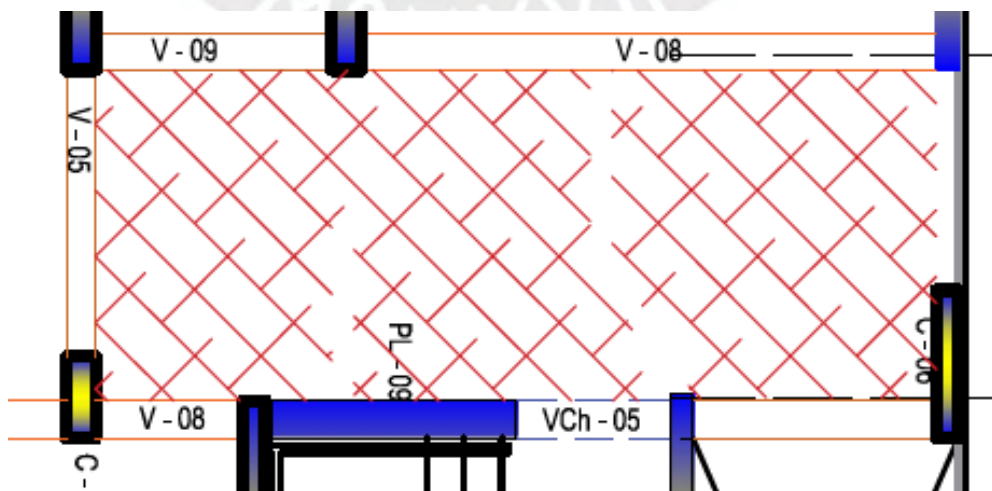


Figura 3.6 Muestra el paño analizado de losa maciza.

Como se observa en la figura en el tramo analizado hay tabiquería en el tramo a analizar. Por lo que las cargas por metro lineal serán las siguientes:

Tabla 3.4 Metrado de losa maciza

Carga Muerta	
Peso Propio de la losa	$2.4 * 1 * 0.17 = 0.408 \text{ ton/m}$
Peso Propio de piso terminado	$0.1 * 1 = 0.1 \text{ ton/m}$
Peso Propio de tabique (e=0.15m)	$0.1727 * 2.75 = 0.475 \text{ ton/m}$
Carga muerta total sin tabique	$0.408 + 0.1 = 0.508 \text{ ton/m}$
Carga muerta total con tabique	$0.408 + 0.1 + 0.475 = 0.983 \text{ ton/m}$
Carga Muerta Puntual	
Carga Viva	
Peso Propio de sobrecarga	$0.2 * 1 = 0.2 \text{ ton/m}$
Carga viva total	0.2 ton/m
Carga última total sin tabique	$1.4 * C.M. + 1.7 * C.V. = 1.051 \text{ ton/m}$
Carga última total con tabique	$1.4 * C.M. + 1.7 * C.V. = 1.716 \text{ ton/m}$

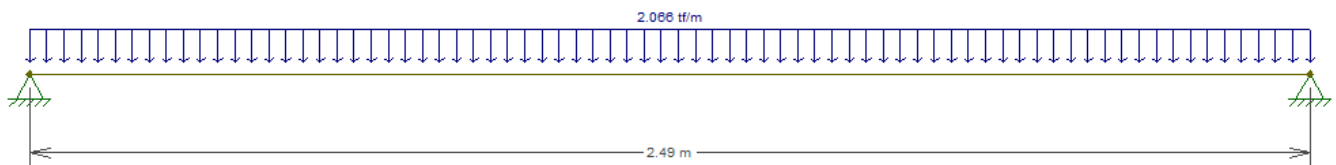


Figura 3.7 Modelo de la maciza con la carga última.

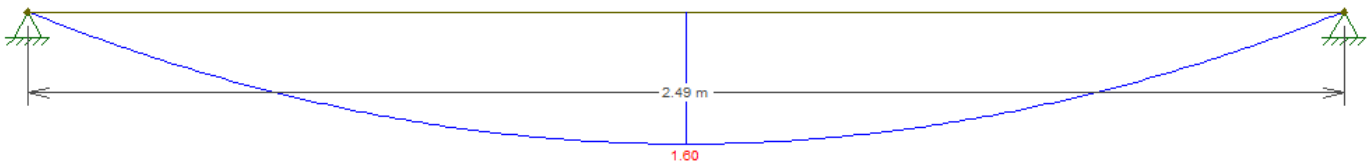


Figura 3.8 Diagrama de Momentos con carga última.

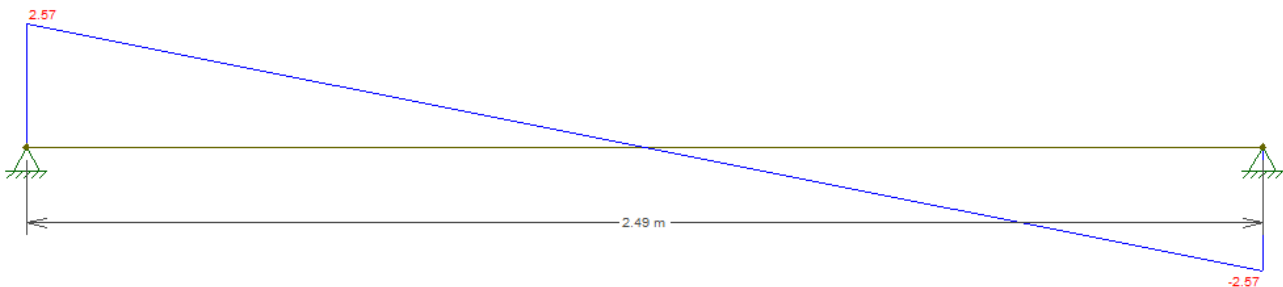


Figura 3.9 Diagrama de Fuerzas Cortantes con carga última.

Viga Peralzada

Para el diseño de vigas peraltadas se considera que recibe grandes cargas tanto de gravedad como sísmicas. Esto depende del sistema estructural que tiene el edificio, como el sistema adoptado para este proyecto es en su mayoría muros de concreto

los momentos que las vigas peraltadas soportarán son básicamente producidas por las cargas de gravedad.

Para el análisis de cargas de gravedad en vigas peraltadas se tomará una viga de un tramo (Viga V1), como se muestra a continuación:

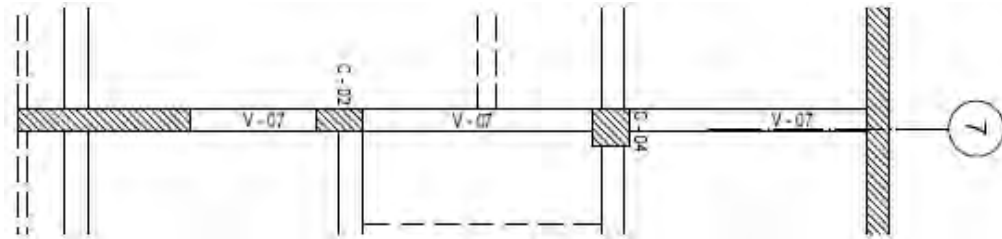


Figura 3.10 Muestra la viga analizada.

A continuación, se presenta tabulado el análisis de cargas por gravedad de la viga V1.

Tabla 3.5 Metrado de viga peraltada

Carga Muerta	
Peso Propio Viga	$2.4 * 0.4 * 0.25 = 0.24 \text{ ton/m}$
Peso Propio piso terminado	$0.1 * 3.8 = 0.38 \text{ ton/m}$
Peso Propio de losa	$0.17 * 3.55 = 0.604 \text{ ton/m}$
Peso Propio de tabique	$0.172 * 2.6 = 0.449 \text{ ton/m}$
Carga muerta total sin tabique	$0.24 + 0.38 + 0.604 = 1.224 \text{ kg/m}$
Carga muerta total con tabique	$0.24 + 0.38 + 0.604 + 0.449 = 1.673 \text{ kg/m}$
Carga Viva	
Peso Propio sobrecarga	$0.2 * 3.8 = 0.76 \text{ kg/m}$
Carga viva total	0.76 kg/m
Carga última sin tabique	$1.4 * C.M. + 1.7 * C.V. = 3.005 \text{ kg/m}$
Carga última con tabique	$1.4 * C.M. + 1.7 * C.V. = 3.634 \text{ kg/m}$

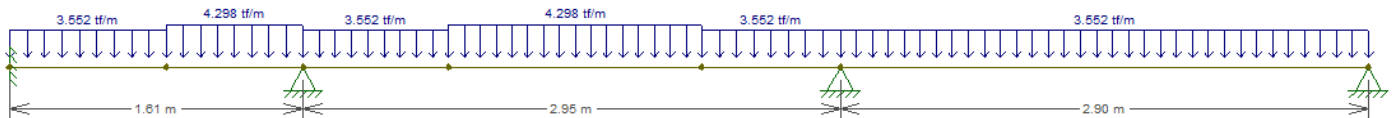


Figura 3.11 Modelo de la viga peraltada con la carga última.

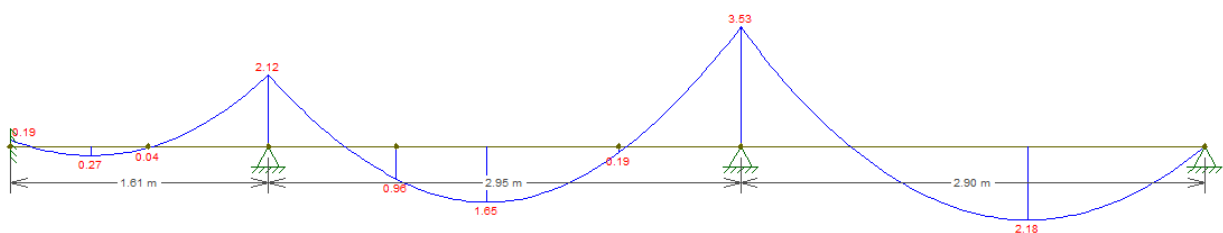


Figura 3.12 Diagrama de Momento Flector (ton*m).

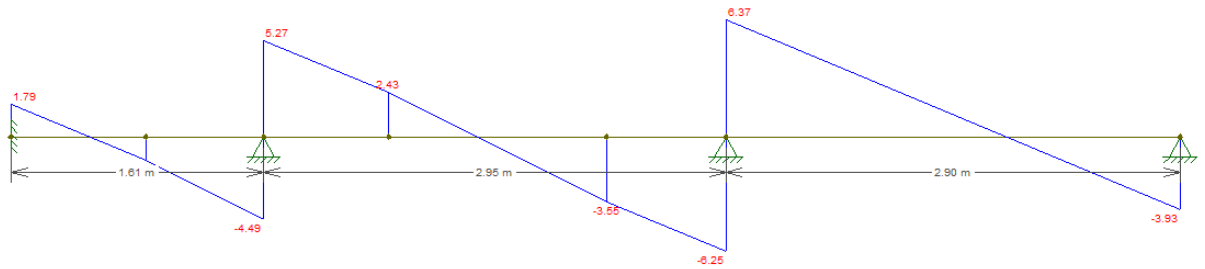


Figura 3.13 Diagrama de Fuerza Cortante (ton).

3.3. Análisis de columnas y placas:

Columna y Placa

Las columnas y placas son el soporte de las cargas de las losas tanto aligeradas como macizas y de las vigas. Las columnas deben transferir adecuadamente las cargas, que soportan en su área tributaria, hacia la cimentación del edificio. El metrado de placas y columnas posee un procedimiento similar, primero se halla el área tributaria del elemento analizado y luego se calculan las cargas de cada piso. En la imagen se muestra la columna a metrar.

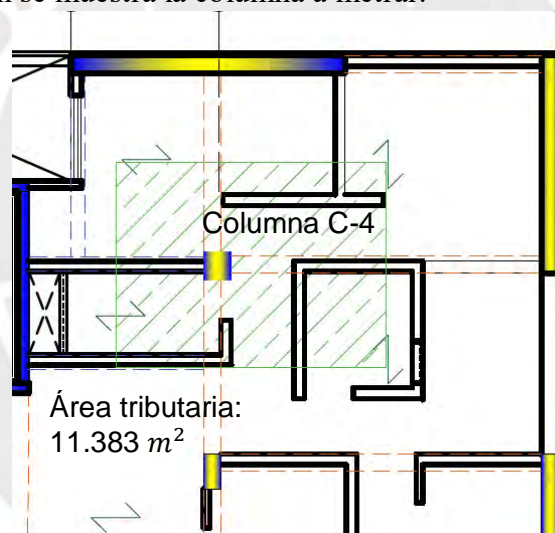


Figura 3.14 Muestra la columna analizada.

El área tributaria de la columna es de 11.383 m^2 , por lo tanto, su área de influencia es 22.766 m^2 . Por lo tanto, no se realizará la reducción de carga viva indicada en la norma E.030, ya que los elementos verticales no tienen un área de influencia mayor a 40 m^2 .

A continuación, se realizará el metrado de cargas muertas para el piso típico.

Tabla 3.6 Metrado de carga muerta piso típico.

Elemento	Área (m²)	Pesos propios	Carga Muerta (Ton)
Columna	0.16	2.4 ton/m ³	1.152
Viga	1.503	2.4 ton/m ³	1.442
Viga chata	0.788	2.4 ton/m ³	0.322
Losa aligerada	8.932	0.28 ton/m ²	2.5
Tabique	1.304	0.172 ton/m ²	5.382
Piso terminado	11.223	0.1 ton/m ²	1.122
Carga Muerta total (ton)			11.92

Tabla 3.7 Metrado de carga muerta piso azotea.

Elemento	Área (m²)	Pesos propios	Carga Muerta (Ton)
Columna	0.16	2.4 ton/m ³	1.152
Viga	1.503	2.4 ton/m ³	1.442
Losa aligerada	8.932	0.28 ton/m ²	2.5
Piso terminado	11.223	0.1 ton/m ²	1.138
Carga Muerta total (ton)			6.232

Tabla 3.8 Metrado de carga viva.

Elemento	Área (m²)	Pesos propios	Carga Viva (Ton)
Sobrecarga piso típico	11.223	0.2 ton/m ³	2.245
Sobrecarga azotea	11.223	0.1 ton/m ³	1.122

Finalmente colocamos la carga muerta y viva de cada piso en una tabla final.

Tabla 3.9 Metrado de carga acumulada.

Nivel	Carga Muerta (ton)	Carga Viva (ton)	Carga Última (ton)	Carga Acumulada (ton)
Piso 7 (azotea)	6.232	1.122	10.632	10.632
Piso 6	11.92	2.245	20.505	31.137
Piso 5	11.92	2.245	20.505	51.642
Piso 4	11.92	2.245	20.505	72.147
Piso 3	11.92	2.245	20.505	92.652
Piso 2	11.92	2.245	20.505	113.157
Piso 1	11.92	2.245	20.505	133.662

4. Análisis por cargas sísmicas:

4.1. Parámetros sísmicos de edificaciones de acuerdo a la norma E.030:

Es necesario identificar los parámetros sísmicos para el edificio que se tiene siguiendo las pautas definidas en la norma E.030. Estos parámetros son importantes para generar el espectro de diseño.

Factor de zona:

El territorio peruano se encuentra dividido en cuatro zonas debido a su peligro sísmico. Esta división se basa en la observación espacial de sismicidad que se observa en el país. En la siguiente imagen se aprecia las cuatro zonas existentes.

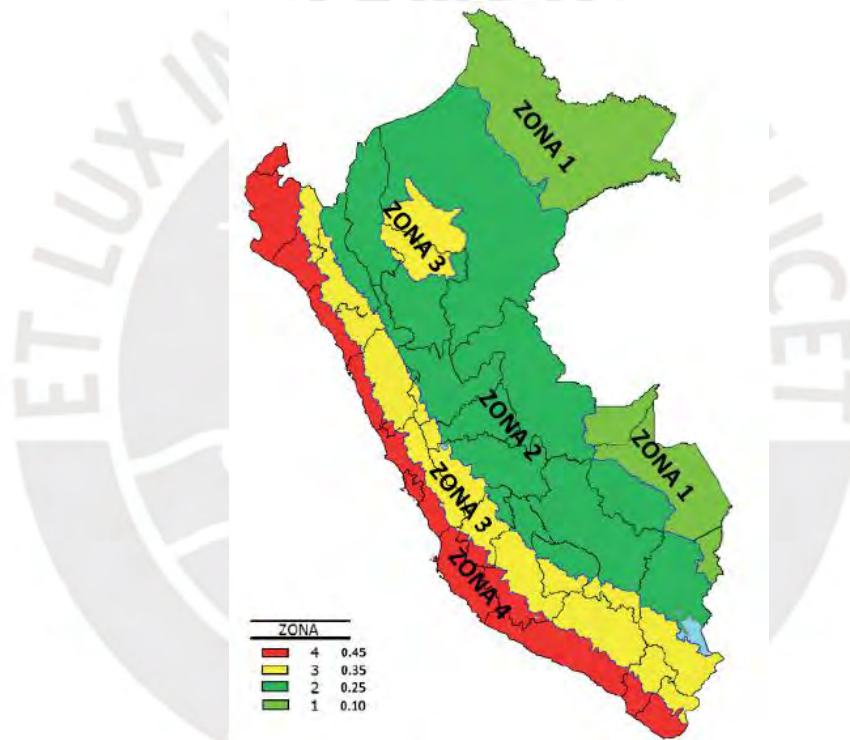


Figura 4.1 Zonificación del Perú de acuerdo a su sismicidad. Fuente Norma E.030

Factor de uso:

El factor de uso es aquel que distingue los diferentes tipos de edificios que se pueden construir. De acuerdo a este factor algunos edificios se construyen más resistentes que otros, ya que son de una importancia mayor tales como hospitales. A continuación, se presenta una tabla con los diferentes tipos de edificación y su respectivo factor.

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado. 	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Figura 4.2 Categoría de las edificaciones y factor de uso.

Fuente Norma E.030

Factor de amplificación sísmica:

De acuerdo con las características del sitio donde se encuentra la edificación y de acuerdo al periodo fundamental de vibración del edificio, se define el factor de amplificación sísmica de acuerdo a las siguientes expresiones.

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Parámetros de sitio:

El parámetro de sitio es aquel que describe que tan bueno o malo es el suelo donde se está construyendo la edificación. Es por esto que el factor de amplificación del suelo va aumentando conforme el suelo es de menor calidad. A continuación, se muestra dos tablas donde se aprecia el factor de amplificación del suelo para cada zona y los periodos T_P y T_L .

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Figura 4.3 Factor de suelo. Fuente Norma E.030

Tabla N° 4 PERÍODOS "T _P " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Figura 4.4 Periodos T_P y T_L . Fuente Norma E.030

4.2. Modelo Estructural:

Se realizó un modelo en 3D en el programa ETABS, en dicho modelo dinámico se idealiza colocando diafragmas rígidos con tres grados de libertad. Con esto se logró realizar el análisis estático, modal y espectral de la estructura.

En la modelación del edificio se utilizaron los comandos Frame para crear columnas y vigas, el comando wall para crear placa y el comando slab para crear las losas. Debido a que la capacidad portante del suelo es de 4 kg/cm^2 se consideró a toda la base como empotrada.

En el encuentro entre vigas con columnas y vigas con placas, que no tengas la sección necesaria para desarrollar la longitud de anclaje, se articularon las uniones

y de esta manera liberarlas de momento. De igual manera en las uniones de vigas con columnas y vigas con placas se colocó brazo rígido con el fin de rigidizar estas uniones.

Finalmente, la sobrecarga y la carga debido a tabiquería se lo colocó manualmente. A continuación, se muestra una imagen del edificio modelado en ETABS.

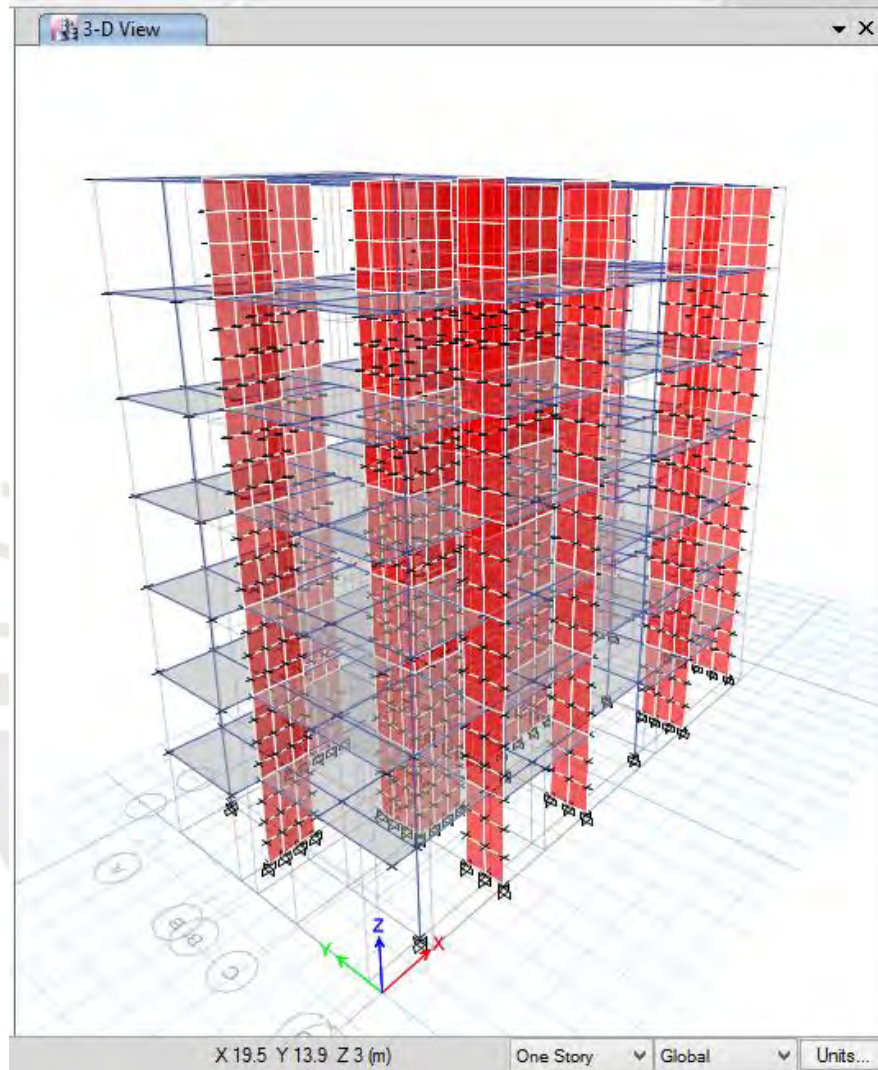


Figura 4.5 Modelo del edificio en el programa ETABS.

4.3. Factor base de Reducción:

Para calcular el factor base de reducción se debe establecer el sistema estructural que posee la estructura. El sistema estructural elegido debe ser tal que muestre un comportamiento estructural elástico ante sismos leves y que no exceda la ductilidad máxima brindada a la estructura ante sismos severos.

Como el sistema estructural de la edificación es de muros de concreto armado, el factor base de reducción R_o es 6.

4.4. Análisis de Regularidad:

En este análisis se verifica la regularidad de la estructura, por lo que se tiene 2 tipo de irregularidades, irregularidad en planta e irregularidad en altura. Este criterio debe ser analizado a profundidad debido a que, a medida que la estructura sea posea más irregularidades, esta misma genera una mayor incertidumbre frente a los métodos de diseño y análisis estructural y es por esto que la norma prohíbe el uso de estructuras irregulares para edificios de uso importante.

La norma nos brinda dos tablas, la N°8 y la N°9, con éstas tablas se puede verificar si la estructura es irregular o no. En este caso en concreto, se puede predecir que la estructura posee una irregularidad en planta, la cual es irregularidad torsional.

Es por este motivo que la norma, en la tabla N°9, brinda un factor de irregularidad I_p , la cual se multiplica al factor de reducción R_o mencionado anteriormente. Como la estructura no posee irregularidad en altura el factor de irregularidad I_p es 1.

Finalmente, el factor de reducción por carga sísmica se calcula de la siguiente manera.

$$R = R_o * I_a * I_p$$
$$R = 6 * 1 * 0.75 = 4.5$$

Esta irregularidad asumida se deberá corroborar más adelante con los resultados del análisis dinámico, si en caso no posea dicha irregularidad se deberá corregir el espectro.

4.5. Modos de vibración

Para obtener más información sobre el comportamiento de la estructura ante un sismo se realizó un análisis modal. Para realizar este análisis se hizo uso del programa ETABS, en el programa se restringió el movimiento en cada uno de los ejes (X e Y) en planta, para tener traslación pura, además el programa utiliza la combinación cuadrática completa (CQC), para este análisis.

A continuación, se muestra una tabla con los valores de los modos de vibración del edificio, con sus respectivos periodos y porcentaje de masa participativa.

Tabla 4.1 Periodos y masa participativa.

Modo	Periodo	Masa participativa en X (%)	Periodo	Masa participativa en Y (%)
1	0.361	71.15	0.423	71.48
2	0.087	18.57	0.104	18.19
3	0.039	6.17	0.047	5.96
4	0.025	2.57	0.029	2.65
5	0.018	1.06	0.021	1.17
6	0.015	0.38	0.017	0.45
7	0.013	0.08	0.015	0.1

Como se observa en la anterior tabla el periodo fundamental en el eje X es de 0.361 y de 0.423 para el eje Y. Como se puede observar se tiene menor periodo en el eje X que en el eje Y, esto se ajusta a la realidad, ya que, en el eje X-X se tiene una mayor rigidez que en el eje Y-Y, esto debido a que en el eje X hay mayor longitud de placas que en el eje Y.

4.6. Análisis Estático:

Este análisis consiste en aplicarle una fuerza en el centro de masa de cada piso de la edificación. La norma nos especifica que este análisis no se debe hacer en edificios regulares de más de 30 m y en estructuras regulares o irregulares con muros portantes mayores a 15 m. Esto se debe a que a medida que va creciendo el edificio el análisis estático pierde precisión.

De este análisis se obtiene el periodo estático del edificio y la fuerza cortante basal estática, esta se calcula empleando la siguiente fórmula:

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

Los parámetros de Z, U, C, S y R son respectivamente factor de zona, facto de uso, factor de amplificación sísmica de la estructura, factor de amplificación sísmica del suelo e irregularidad de la estructura. Cuyos valores se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 4.2 Parámetros para el análisis estático.

Z	0.45
U	1.00
C	1.86
S	1.00
R	4.5
P	1447.03

Nos aseguramos que cumpla que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

Como se mencionó anteriormente el programa para calcular la masa se le ha hecho considerar el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva, ya que es una edificación de tipo C, con lo cual se obtuvieron las siguientes masas y pesos.

Story	Diaphragm	Mass X tonf-s ² /m	Mass Y tonf-s ² /m
Story1	D1	22.40745	22.40745
Story2	D2	21.91993	21.91993
Story3	D3	21.91993	21.91993
Story4	D4	21.91993	21.91993
Story5	D5	21.91993	21.91993
Story6	D6	21.91993	21.91993
Story7	D7	15.55838	15.55838

Figura 4.6 Tabla de masas por cada piso del programa ETABS.

Para el cálculo de las fuerzas distribuidas en cada piso se utilizan las siguientes fórmulas:

$$F_i = \alpha_i * V$$

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

Donde K depende del periodo de acuerdo a las siguientes fórmulas:

$$T \leq 0.5s, \quad k = 1.0$$

$$T > 0.5s, \quad k = (0.75 + 0.5T)$$

Luego, con las masas que el programa ETABS calcula, se obtiene la siguiente tabla.

Tabla 4.3 Metrado de carga viva.

MASA ETABS	N° PISO	mi	pi	hi	pi(hi) ^k	αi	Fi	Vi
15.55838	PISO 7	15.55838	152.565474	19.80	3201.89013	0.1913	51.3537	51.3537
21.91993	PISO 6	21.91993	214.946834	17.00	3861.65727	0.2307	61.9354	113.2891
21.91993	PISO 5	21.91993	214.946834	14.20	3214.31932	0.1920	51.5531	164.8422
21.91993	PISO 4	21.91993	214.946834	11.40	2569.48181	0.1535	41.2108	206.0530
21.91993	PISO 3	21.91993	214.946834	8.60	1927.75671	0.1152	30.9184	236.9714
21.91993	PISO 2	21.91993	214.946834	5.80	1290.16689	0.0771	20.6924	257.6639
22.40745	PISO 1	22.40745	219.727455	3.00	673.456337	0.0402	10.8013	268.4651
TOTAL			1447.0271		16738.7285		268.4651	OK!

Finalmente, con los valores de los factores anteriores y con la masa total del edificio se calcula la cortante basal estática, a continuación, se muestra la tabla con los resultados.

Tabla 4.4 Cortante basal estática.

	X-X	Y-Y
V basal estático	268.47	268.47

4.7. Análisis Dinámico

En este caso se realizó un modelo dinámico modal espectral. Para realizar este análisis se utilizó un espectro de aceleraciones el cual cumple con las solicitaciones que exige la norma y este está definido por la siguiente expresión.

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

Los valores de los factores de la fórmula anteriormente mencionada son constantes, excepto el factor de amplificación sísmico (C). Haciendo uso de las fórmulas de cada factor dejamos expresado Sa en función del periodo (T).

A continuación, se muestra el espectro generado y el cual se colocó en el modelo en el programa ETABS.

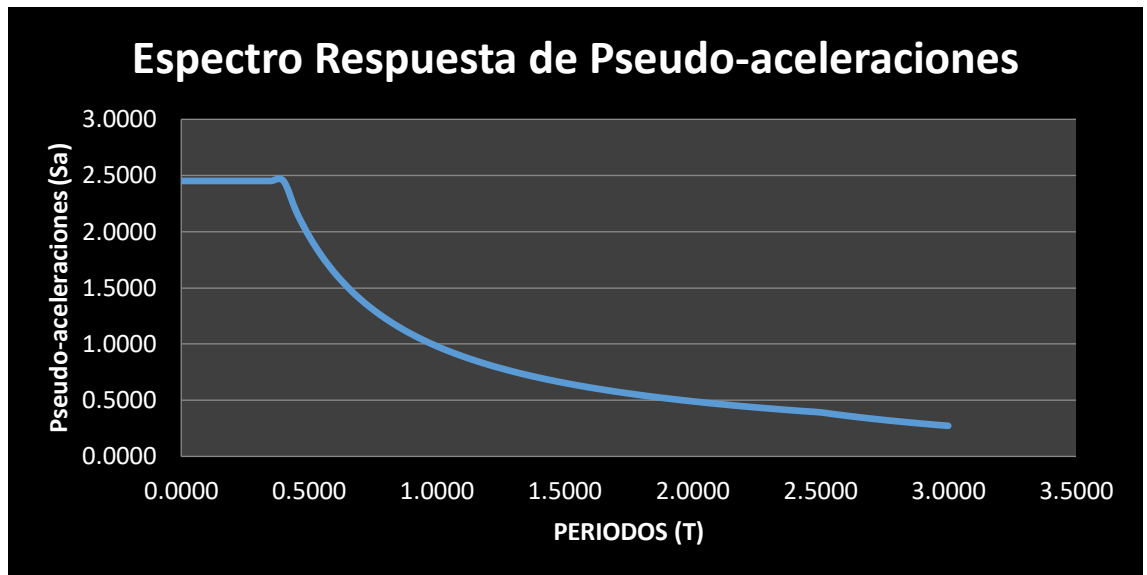


Figura 4.7 Espectro de respuesta de pseudo aceleraciones.

La norma E.060 menciona que en todo proyecto el valor de la fuerza cortante en el primer piso, en estructuras regulares, no debe ser menor al 80% de la fuerza cortante calculada mediante análisis estático y en estructuras irregulares no debe ser al 90% de la fuerza cortante calculada mediante análisis estático.

Con la ayuda del programa ETABS, se pudo obtener los valores de la fuerza cortante basal del edificio para ambos sentidos de análisis, tanto X como Y, de esta manera poder hacer el escalamiento respectivo de la fuerza cortante.

En la siguiente tabla se muestra el valor de la fuerza cortante del análisis dinámico.

Tabla 4.5 Fuerza cortante en la base del edificio.

Escala de espectro				
	V basal estática	90% BASAL	V dinámica	
EN X	268.47	241.62	227.99	1.06
EN Y	268.47	241.62	178.06	1.36

Como se mencionó al inicio, de acuerdo a la norma E.060 En edificios regulares la fuerza cortante no debe ser menor al 80% de la fuerza cortante hallada mediante análisis estático, y en estructuras irregulares no debe ser menor al 90% de la cortante hallada mediante análisis estático. En este caso el edificio es irregular por lo que se utiliza el 90% de la fuerza cortante y como se muestra en la tabla 4.4 se obtiene unos valores de escalamiento de la fuerza cortante tanto para el eje X como para el eje Y. Las cargas que se muestran a continuación ya se encuentran escaladas.

4.8. Análisis de Irregularidades

Irregularidades en altura:

- Irregularidad de rigidez:

Según lo mencionado en la norma hay irregularidad de piso blando en cualquiera de las direcciones cuando en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que el 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

En la siguiente imagen se aprecia que no hay irregularidad por piso blando

Irregularidad de Piso Blando

sismo XX

Piso	Desplazamiento (m)	Desplazamiento de entrepiso (m)	Fuerza cortante (ton)	Rigidez	Prom de 3 pisos	ki/ki+1 (%)	>70%	ki/prom de 3 pisos (%)	>80%
7	0.01103	0.001783	52.679	29544.980					
6	0.00925	0.001906	108.894	57132.057		193.4	Regular		
5	0.00734	0.001935	151.258	78169.716	54948.918	136.8	Regular		
4	0.00541	0.001862	183.349	98468.851	77923.541	126.0	Regular	179.201	Regular
3	0.00354	0.001649	206.461	125203.760	100614.109	127.2	Regular	160.675	Regular
2	0.00190	0.001256	221.213	176124.682	133265.764	140.7	Regular	175.050	Regular
1	0.00064	0.000639	227.990	356792.175		202.6	Regular	267.730	Regular

sismo YY

Piso	Desplazamiento	Desplazamiento de entrepiso (m)	Fuerza cortante (ton)	Rigidez	Prom de 3 pisos	ki/ki+1 (%)	>70%	ki/prom de 3 pisos (%)	>80%
7	0.014332	0.002276	49.760	21862.917					
6	0.012056	0.002379	101.807	42794.157		195.7	Regular		
5	0.009677	0.002464	140.733	57115.463	40590.846	133.5	Regular		
4	0.007213	0.002421	170.661	70491.780	56800.467	123.4	Regular	173.664	Regular
3	0.004792	0.002190	193.056	88153.425	71920.223	125.1	Regular	155.198	Regular
2	0.002602	0.001714	207.964	121332.439	93325.881	137.6	Regular	168.704	Regular
1	0.000888	0.000888	215.457	242632.207		200.0	Regular	259.984	Regular

Figura 4.8 Irregularidad Piso Blando.

Debido a esto también se puede afirmar que no hay irregularidad de piso débil, irregularidad extrema de rigidez e irregularidad extrema de resistencia, como se muestra a continuación.

Irregularidad de Piso Blando Extremo

sismo XX									
Piso	Desplazamiento (m)	Desplazamiento de entrepiso (m)	Fuerza cortante (ton)	Rigidez	Prom de 3 pisos	ki/ki+1 (%)	>60%	ki/prom de 3 pisos (%)	>70%
7	0.01103	0.001783	52.6787	29544.980					
6	0.00925	0.001906	108.8937	57132.057		193.4	Regular		
5	0.00734	0.001935	151.2584	78169.716	54948.9176	136.8	Regular		
4	0.00541	0.001862	183.3490	98468.851	77923.5410	126.0	Regular	179.201	Regular
3	0.00354	0.001649	206.4610	125203.760	100614.1088	127.2	Regular	160.675	Regular
2	0.00190	0.001256	221.2126	176124.682	133265.7640	140.7	Regular	175.050	Regular
1	0.00064	0.000639	227.9902	356792.175		202.6	Regular	267.730	Regular

sismo YY									
Piso	Desplazamiento	Desplazamiento de entrepiso (m)	Fuerza cortante	Rigidez	Prom de 3 pisos	ki/ki+1 (%)	>60%	ki/prom de 3 pisos (%)	>70%
7	0.014332	0.002276	49.7600	21862.917					
6	0.012056	0.002379	101.8073	42794.157		195.7	Regular		
5	0.009677	0.002464	140.7325	57115.463	40590.8458	133.5	Regular		
4	0.007213	0.002421	170.6606	70491.780	56800.4667	123.4	Regular	173.664	Regular
3	0.004792	0.002190	193.0560	88153.425	71920.2225	125.1	Regular	155.198	Regular
2	0.002602	0.001714	207.9638	121332.439	93325.8812	137.6	Regular	168.704	Regular
1	0.000888	0.000888	215.4574	242632.207		200.0	Regular	259.984	Regular

Figura 4.9 Irregularidad Piso Blando Extremo.

- Irregularidad de Resistencia:

La norma menciona que existe irregularidad de piso débil cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior. Para el cálculo de la resistencia a corte de cada piso se utilizaron las siguientes fórmulas.

$$V_s = \frac{A_s * f_y * d}{s}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * t * d$$

$$V_n = V_s + V_c$$

Estas fórmulas se emplearon en placas y columnas para el cálculo de la resistencia a corte de cada piso, los resultados se muestran en la siguiente imagen.

Irregularidad de Piso Débil

Sismo XX					
Piso	Rigidez	80% rigidez	Regularidad	65% rigidez	Regularidad
7	947.380	757.904	Regular	615.797	Regular
6	947.380	757.904	Regular	615.797	Regular
5	947.380	757.904	Regular	615.797	Regular
4	947.380	757.904	Regular	615.797	Regular
3	947.380	757.904	Regular	615.797	Regular
2	1085.330	868.264	Regular	705.465	Regular
1	1085.330				

Sismo YY					
Piso	Rigidez	80% rigidez	Regularidad	65% rigidez	Regularidad
7	703.750	563.000	Regular	457.438	Regular
6	703.750	563.000	Regular	457.438	Regular
5	703.750	563.000	Regular	457.438	Regular
4	703.750	563.000	Regular	457.438	Regular
3	703.750	563.000	Regular	457.438	Regular
2	776.780	621.424	Regular	504.907	Regular
1	776.780				

Figura 4.10 Irregularidad Piso Débil.

Como se puede observar, no presenta irregularidad por piso débil, tampoco presenta irregularidad extrema de piso débil.

- Irregularidad de Masa:

La norma menciona que hay irregularidad de masa cuando el peso de un piso es mayor a 1.5 veces el peso de un piso adyacente.

Irregularidad de Masa				
Piso	Peso (ton)	Peso por piso (ton)	1.5 peso piso sup	Regularidad
7	188.329	188.329	322.8963	Regular
6	403.5932	215.2642	282.4935	Regular
5	618.8574	215.2642	322.8963	Regular
4	834.1217	215.2643	322.8963	Regular
3	1049.3859	215.2642	322.89645	Regular
2	1264.6501	215.2642	322.8963	Regular
1	1487.2488	222.5987	322.8963	Regular

Figura 4.11 Irregularidad de Masa.

Se puede apreciar que no hay irregularidad de masa.

- Irregularidad de Geometría Vertical:

Según la norma hay irregularidad de geometría vertical cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor a 1.3 veces la correspondiente dimensión de un piso adyacente.

No hay dicha irregularidad ya que la extensión y forma en planta de la estructura resistente se repite a lo largo de todos los pisos del edificio.

- Discontinuidad en los sistemas resistentes:

Hay irregularidad de los sistemas resistentes cuando en cualquier elemento que resista más del 10% de la fuerza cortante se tiene un deslizamiento vertical, tanto por un cambio de orientación como por un cambio de eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.

No hay dicha irregularidad ya que los elementos resistentes son continuos y sin ningún desface desde la cimentación hasta la azotea, por lo que se puede afirmar también que no hay irregularidad extrema de los sistemas resistentes.

Irregularidades en planta:

- Irregularidad torsional:

La norma menciona que hay irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento de entre piso en un extremo del edificio en esa dirección es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Este criterio se aplica si el edificio posee diafragmas rígidos y solo si el máximo desplazamiento de entrepiso es mayor al 50% del desplazamiento permisible indicado en la tabla N°11 de la norma E.030.

Irregularidad Torsional

R 4.5

sismo XX

Piso	Desplazamiento (m)	Δ^*R	Desplazamiento de entrepiso (m)	Altura piso (m)	Deriva de entrepiso	Deriva permisible	50% Deriva Permissible	Mayor o menor al 50% de deriva permisible
7	0.01237	0.05568	0.009041	2.8	0.00323	0.007	0.0035	Menor
6	0.01037	0.04664	0.009517	2.8	0.00340	0.007	0.0035	Menor
5	0.00825	0.03713	0.009725	2.8	0.00347	0.007	0.0035	Menor
4	0.00609	0.02740	0.009419	2.8	0.00336	0.007	0.0035	Menor
3	0.00400	0.01798	0.008375	2.8	0.00299	0.007	0.0035	Menor
2	0.00214	0.00961	0.006390	2.8	0.00228	0.007	0.0035	Menor
1	0.00072	0.00322	0.003218	3	0.00107	0.007	0.0035	Menor

sismo YY

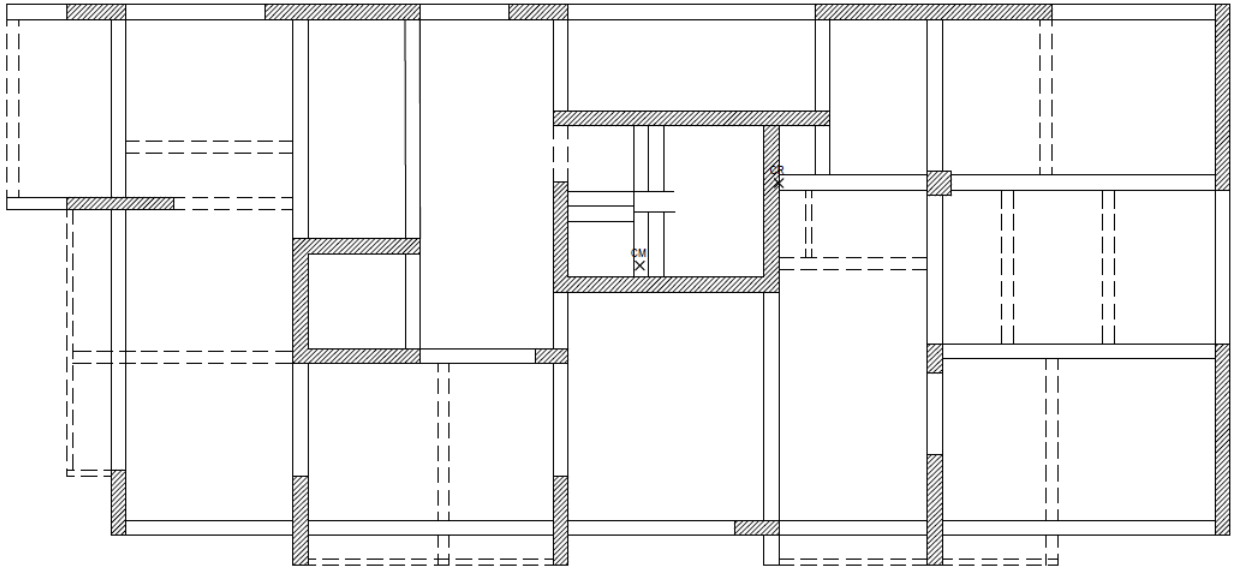
Piso	Desplazamiento (m)	Δ^*R	Desplazamiento de entrepiso (m)	Altura piso (m)	Deriva de entrepiso	Deriva permisible	50% Deriva Permissible	Mayor o menor al 50% de deriva permisible
7	0.02550	0.11476	0.017483	2.8	0.00624	0.007	0.0035	Mayor
6	0.02162	0.09728	0.018846	2.8	0.00673	0.007	0.0035	Mayor
5	0.01743	0.07843	0.019706	2.8	0.00704	0.007	0.0035	Mayor
4	0.01305	0.05873	0.019548	2.8	0.00698	0.007	0.0035	Mayor
3	0.00871	0.03918	0.017838	2.8	0.00637	0.007	0.0035	Mayor
2	0.00474	0.02134	0.014049	2.8	0.00502	0.007	0.0035	Mayor
1	0.00162	0.00729	0.007290	3	0.00243	0.007	0.0035	Menor

sismo YY

Piso	Desplazamiento (m)	Δ^*R	Desplazamiento de entrepiso (m)	Desplazamiento prom (m)	Δ^*R	Desplazamiento de entrepiso prom (m)	1.3 Desplazamiento o prom	Regularidad
7	0.02550	0.11476	0.017483	0.019537	0.087917	0.013559	1.28941	Regular
6	0.02162	0.09728	0.018846	0.016524	0.074358	0.014535	1.29659	Regular
5	0.01743	0.07843	0.019706	0.013294	0.059823	0.015129	1.30250	Irregular
4	0.01305	0.05873	0.019548	0.009932	0.044694	0.014945	1.30804	Irregular
3	0.00871	0.03918	0.017838	0.006611	0.029750	0.013586	1.31302	Irregular
2	0.00474	0.02134	0.014049	0.003592	0.016164	0.010656	1.31841	Irregular
1	0.00162	0.00729	0.007290	0.001224	0.005508	0.005508	1.32353	Irregular

Figura 4.12 Irregularidad de Torsional.

como se puede observar en la imagen se tiene irregularidad torsional. Así mismo, se puede afirmar que no hay irregularidad torsional extrema.



PLANTA TÍPICA

Figura 4.13 Imagen del centro de masa y rigidez de la planta típica.

- Esquinas entrantes:

La norma menciona que hay irregularidad de esquinas entrantes cuando las dimensiones de las esquinas entrantes del edificio en ambas direcciones son mayores al 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

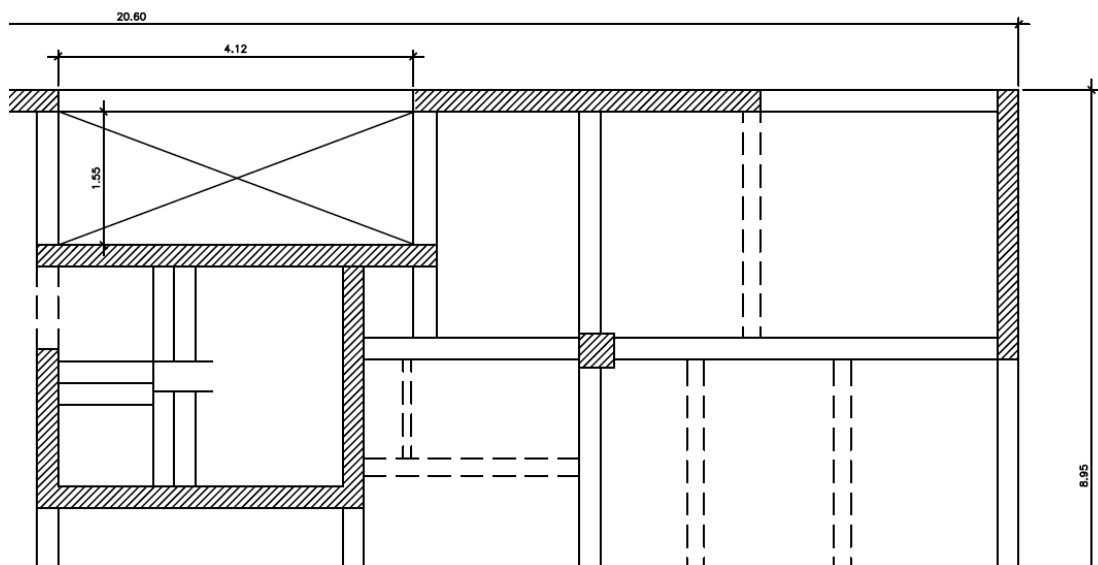


Figura 4.14 Irregularidad de esquinas entrantes.

Como se puede observar en la imagen en el eje X la relación entre las dimensiones de la esquina entrante con la longitud total del edificio es.

$$\frac{4.12}{20.6} * 100 = 20 \%$$

Así mismo, en el eje Y la relación entre las dimensiones de la esquina entrante con la longitud total del edificio es.

$$\frac{1.55}{20.6} * 100 = 17.32 \%$$

Por lo que se puede asegurar que no hay irregularidad de esquinas entrantes.

- Irregularidad de discontinuidad del diafragma

La norma menciona que hay irregularidad de discontinuidad del diafragma cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma

$$A_{br} = 182.916 m^2$$

$$50\% * A_{br} = 91.456 m^2$$

$$A_{vacíos} = 6.3861 + 2.6358 + 8.415 = 17.4369 m^2$$

Se puede observar que, mediante los cálculos, que la suma de todas las aberturas de la edificación no es mayor al 50% del área bruta del diafragma.

Por lo tanto, se puede afirmar que no hay irregularidad de discontinuidad de diafragma.

- Irregularidad de sistemas no paralelos:

La norma menciona que hay irregularidad de sistemas no paralelos cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores a 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos del 10% de la fuerza cortante del piso.

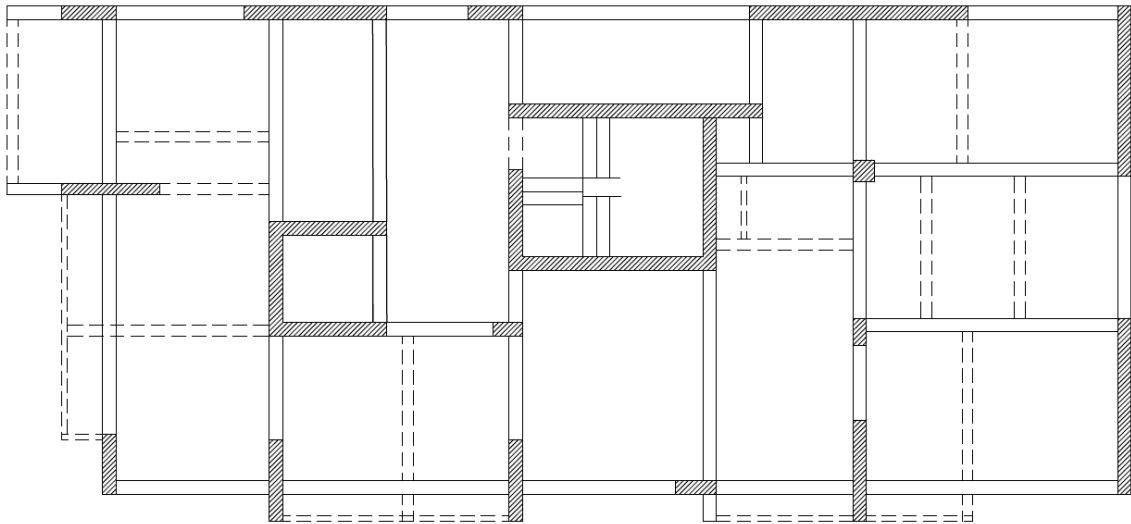


Figura 4.15 Plano de planta con elementos resistentes.

Se puede apreciar que los elementos resistentes son paralelos de acuerdo a su eje. Por lo tanto, se puede afirmar que no hay irregularidad de sistemas no paralelos.

4.9. Derivas y junta sísmica:

Derivas:

La norma establece límites para el desplazamiento lateral de los edificios, con el fin de restringir la demanda de ductilidad antes sismos severos y de igual manera evitar los daños de los elementos no estructurales antes sismos de menor magnitud.

Los límites se establecen dependiendo del tipo de material predominante en la estructura y se expresa en el valor máximo de derivas de entrepiso admisibles. En el proyecto realizado se considera una deriva máxima de 0.007.

Irregularidad Torsional

R 4.5		sismo XX						
Piso	Desplazamiento (m)	Δ^*R	Desplazamiento de entrepiso (m)	Altura piso (m)	Deriva de entrepiso	Deriva permisible	Mayor o menor a la deriva permisible	
7	0.012374	0.0556830	0.009	2.8	0.003	0.007	Menor	
6	0.010365	0.0466425	0.010	2.8	0.003	0.007	Menor	
5	0.008250	0.0371250	0.010	2.8	0.003	0.007	Menor	
4	0.006089	0.0274005	0.009	2.8	0.003	0.007	Menor	
3	0.003996	0.0179820	0.008	2.8	0.003	0.007	Menor	
2	0.002135	0.0096075	0.006	2.8	0.002	0.007	Menor	
1	0.000715	0.0032175	0.003	3	0.001	0.007	Menor	

sismo YY							
Piso	Desplazamiento (m)	Δ^*R	Desplazamiento de entrepiso (m)	Altura piso (m)	Deriva de entrepiso	Deriva permisible	Mayor o menor a la deriva permisible
7	0.025502	0.114759	0.017	2.8	0.006	0.007	Menor
6	0.021617	0.097277	0.019	2.8	0.007	0.007	Igual
5	0.017429	0.078431	0.020	2.8	0.007	0.007	Igual
4	0.013050	0.058725	0.020	2.8	0.007	0.007	Igual
3	0.008706	0.039177	0.018	2.8	0.006	0.007	Menor
2	0.004742	0.021339	0.014	2.8	0.005	0.007	Menor
1	0.001620	0.007290	0.007	3	0.002	0.007	Menor

Figura 4.15 Derivas de entrepiso.

Se observa que en ambas direcciones la deriva máxima permisible es mayor a las derivas de entrepiso.

Junta sísmica:

La junta sísmica es una separación entre estructuras necesaria para evitar el contacto entre las mismas ante una actividad sísmica, ya que cada edificio tiene sus propios desplazamientos. La normal indica que se debe dejar un espaciamiento mínimo entre edificios:

- Mayor a lo $\frac{2}{3}$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes. Este criterio no se aplica ya que los edificios adyacentes se encuentran retirados del límite de propiedad.
- $S = 0.006 \cdot h \geq 0.03\text{m}$, como $h = 19.8\text{ m}$ entonces $s = 0.12\text{ m}$, como los edificios adyacentes están retirados del límite de propiedad este valor se puede reducir a la mitad, $s/2 = 0.06\text{ m}$.
- La junta deberá ser mayor a los $\frac{2}{3}$ del desplazamiento máximo de la estructura.

$$s_x = \frac{2}{3} * 0.01237 = 0.00825\text{ m}, s_y = \frac{2}{3} * 0.02550 = 0.017\text{ m}$$

En conclusión, se colocará una junta de 6 cm en ambas direcciones.

5. Diseño de los elementos:

5.1. Procedimiento general de diseño:

En el presente informe se utiliza el método de resistencia. Este consiste en reducir las resistencias nominales mediante la siguiente fórmula.

$$R_u \leq \phi R_n$$

Del mismo modo para poder calcular las resistencias últimas se hicieron uso de las siguientes combinaciones.

$$\begin{aligned} C_u &= 1.4 * C.M. + 1.7 * C.V. \\ C_u &= 1.25 * (C.M. + C.V.) \pm C.S. \\ C_u &= 0.9 * C.M. \pm C.S. \end{aligned}$$

5.2. Métodos de diseño:

5.2.1. Diseño por Flexión

Las secciones que se analizaron en su mayoría son secciones rectangulares, por lo que para estas secciones la manera de calcular su resistencia nominal se realiza de la siguiente manera.

$$\phi M_n = \phi A_s * f_y * (d - \frac{a}{2})$$

Donde A_s es el área de acero de la sección transversal, f_y es el límite de fluencia del acero, "d" es el peralte efectivo de la sección y "a" es un valor reducido que proviene del eje neutro "c".

Adicionalmente a la fórmula anterior se tiene las siguientes fórmulas, las cuales fueron obtenidas de la norma E.060 y con ayuda del bloque de compresiones de la norma.

$$\begin{aligned} C_c &= 0.85 * f'_c * a * b \\ T &= A_s * f_y, \text{ para acero en fluencia} \\ C_c &= T \\ a &= \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \end{aligned}$$

Donde C_c es el valor de la compresión del concreto, T es el valor de la tracción del acero, la relación $C_c = T$ proviene del bloque de compresiones de la norma.

En la norma se indica que las secciones deben estar subreforzadas, por lo que la cuantía máxima de la sección tiene que ser menor o igual al 75% de la cuantía producida por una falla balanceada.

5.2.2. Diseño por corte

Para el diseño por corte se debe considerar tanto el aporte del concreto (ϕVc) como el aporte del acero (ϕVs) para poder llegar a calcular el valor de la resistencia a corte de la sección (ϕVn). Para esto se utilizan las siguientes fórmulas.

$$\phi Vn = \phi * (Vc + Vs)$$

Para secciones de concreto su aporte varía de acuerdo con el elemento estructural como se muestra a continuación:

$$\begin{aligned}\phi Vc &= \phi * 0.53 * b * d * \sqrt{f'c}, \text{ para vigas} \\ \phi Vc &= \phi * 0.53 * b * d * \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag}\right) * \sqrt{f'c}, \text{ para columnas} \\ \phi Vc &= \phi * \alpha c * b * d * \sqrt{f'c}, \text{ para placas}\end{aligned}$$

El aporte que realiza el acero depende tanto del área de los estribos de refuerzo que atraviesa la grieta de corte (Av) como del espaciamiento que se tiene entre estribos (s): El aporte del acero se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\phi Vs = \phi * \frac{Av * fy * d}{s}$$

Finalmente se resalta que el valor de la cortante última se toma a “d” de la cara del elemento donde se está apoyando el elemento analizado.

5.3. Elementos:

5.3.1. Diseño de losas:

Losa Aligerada

La losa aligerada es un elemento muy usado en el Perú. Para realizar la separación entre viguetas se suele usar distintos materiales como poliestireno o ladrillos. En la siguiente imagen se mostrará la vigueta típica usada en el Perú.

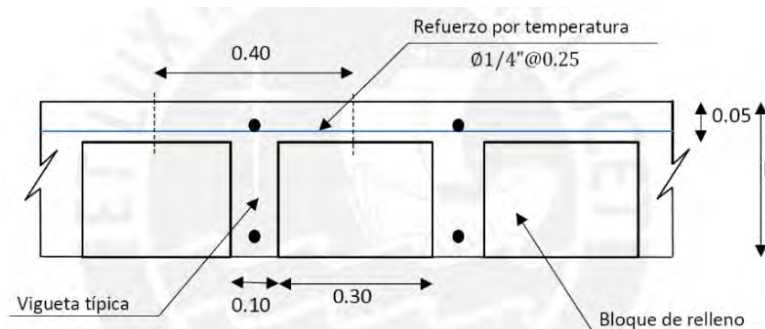
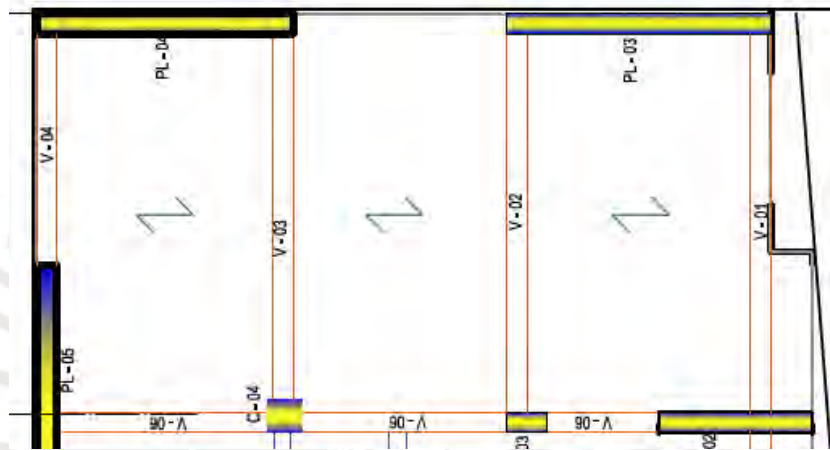


Figura 5.1 Muestra la vigueta típica usada en el Perú.
Fuente: Tesis de Afuso Minoru.

En el proyecto la losa aligerada trabajará en una sola dirección, debido a esto se modelará como un elemento unidimensional con una carga distribuida por metro lineal en un ancho tributario. En el país donde se realiza este proyecto, en este caso Perú, la losa aligerada típica tiene un ancho tributario de 40 cm.

Las cargas de gravedad actuantes sobre la losa aligerada son el peso propio, el peso del piso terminado, el peso de los muros de tabiquería y sobrecarga.

En la imagen se muestra la sección de losa aligerada que se usará para realizar el metrado de cargas por gravedad.



Figura

5.2 Muestra la zona y la dirección del aligerado.

Como se observa en la figura no se aprecia la tabiquería en el trazo a analizar, sin embargo, si hay por lo que la carga muerta que esta genera si se consideran en el siguiente cuadro de metrado de cargas.

Tabla 5.1 metrado de losa aligerada

Carga Muerta	
Peso Propio de vigueta	$0.28 * 0.4 = 0.112 \text{ ton/m}$
Peso Propio de piso terminado	$0.1 * 0.4 = 0.04 \text{ ton/m}$
Carga muerta total	$0.112 + 0.04 = 0.152 \text{ ton/m}$
Carga Muerta Puntual	
Peso Puntual de tabique (e=0.15m)	$0.1727 * 0.4 * 2.75 = 0.19 \text{ ton}$
Carga muerta puntual total	0.19 ton
Carga Viva	
Peso Propio de sobrecarga	$0.2 * 0.4 = 0.08 \text{ ton/m}$
Carga viva total	0.08 ton/m
Carga última total	$1.4 * C.M. + 1.7 * C.V. = 0.349 \text{ ton/m}$
Carga última puntual total	$1.4 * C.M. = 0.266 \text{ ton}$

- Aplicación de carga última a todo el tramo:

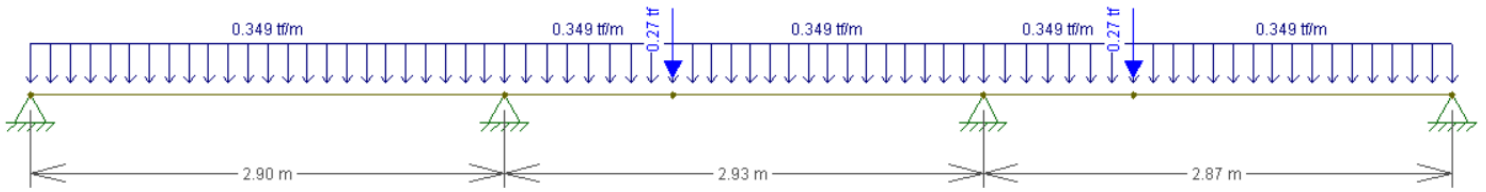


Figura 5.3 Modelo del aligerado con la carga última.

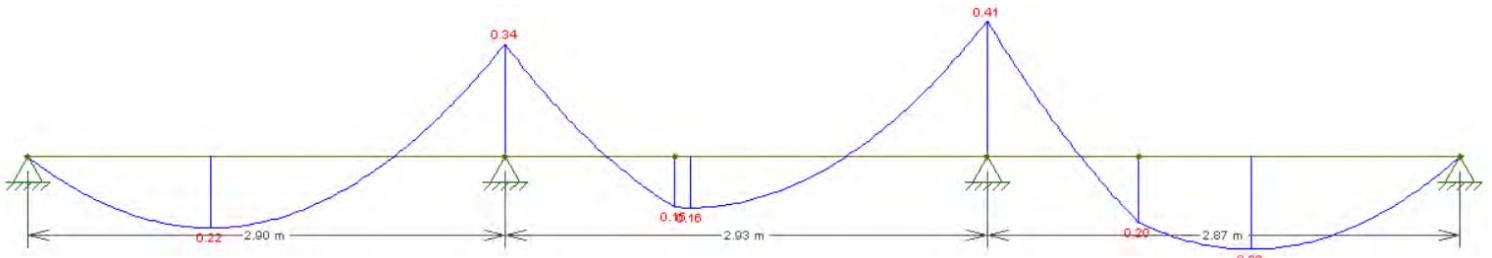


Figura 5.4 Diagrama de Momentos con carga última (ton*m).



Figura 5.5 Diagrama de Fuerzas cortantes con carga última (ton).

- Alternancia de carga en el primer tramo:

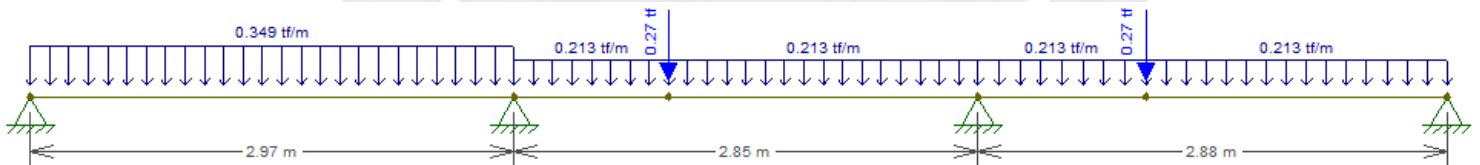


Figura 5.6 Modelo del aligerado con carga alternada amplificada en el primer tramo.

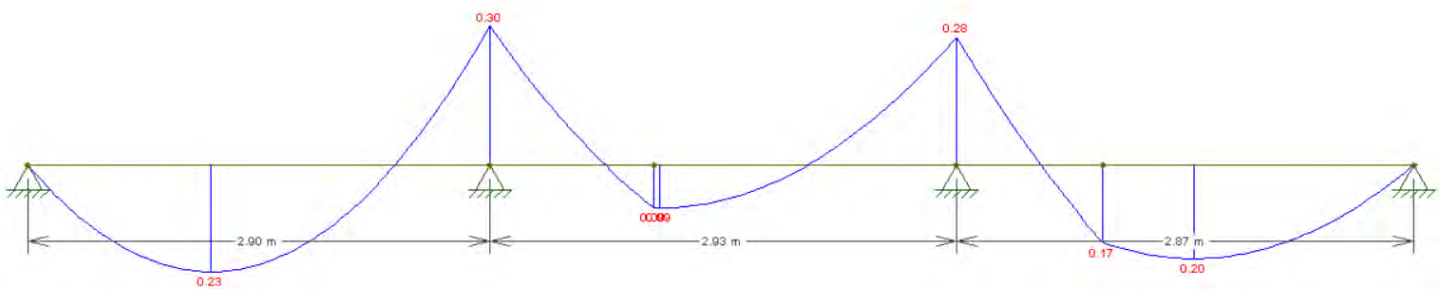


Figura 5.7 Diagrama de Momentos con carga alternada amplificada en el primer tramo (ton*m).

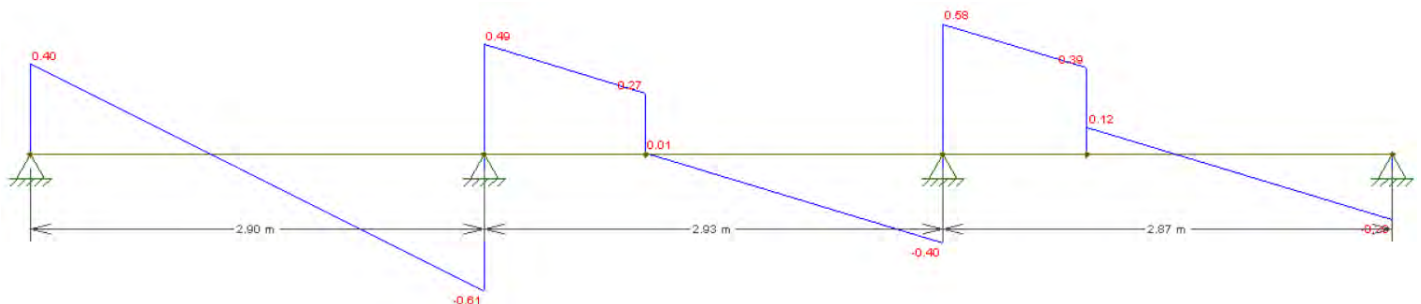


Figura 5.8 Diagrama de Fuerzas cortantes con carga alternada amplificada en el primer tramo (ton).

- Alternancia de carga en el segundo tramo:

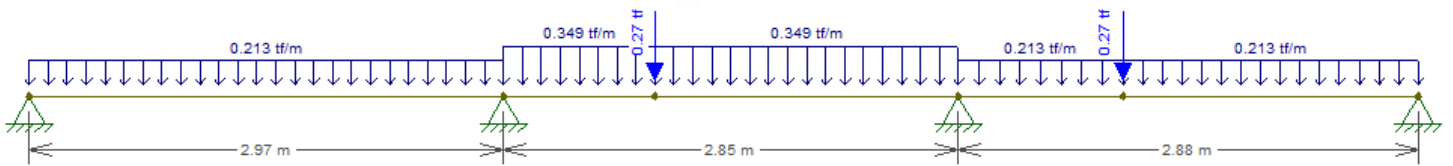


Figura 5.9 Modelo del aligerado con carga alternada amplificada en el segundo tramo.

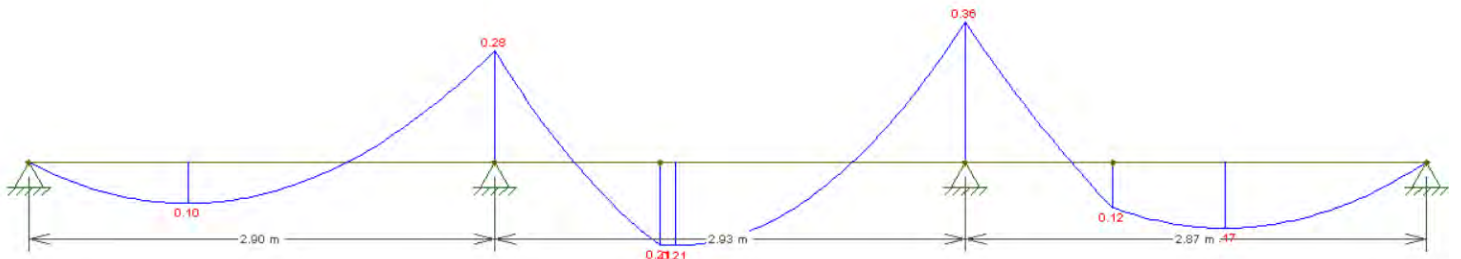


Figura 5.10 Diagrama de Momentos con carga alternada amplificada en el segundo tramo (ton*m).

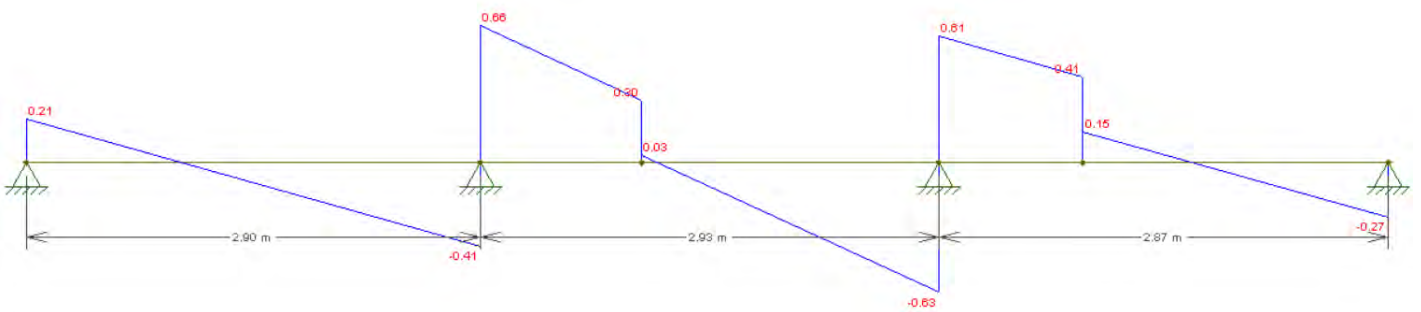


Figura 5.11 Diagrama de Fuerzas cortantes con carga alternada amplificada en el segundo tramo (ton).

- Alternancia de carga en el tercer tramo:

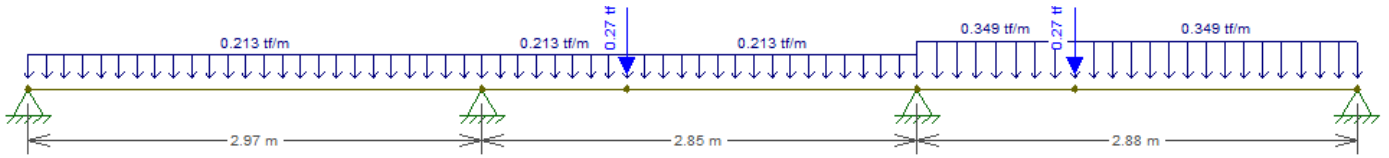


Figura 5.12 Modelo del aligerado con carga alternada amplificada en el tercer tramo.

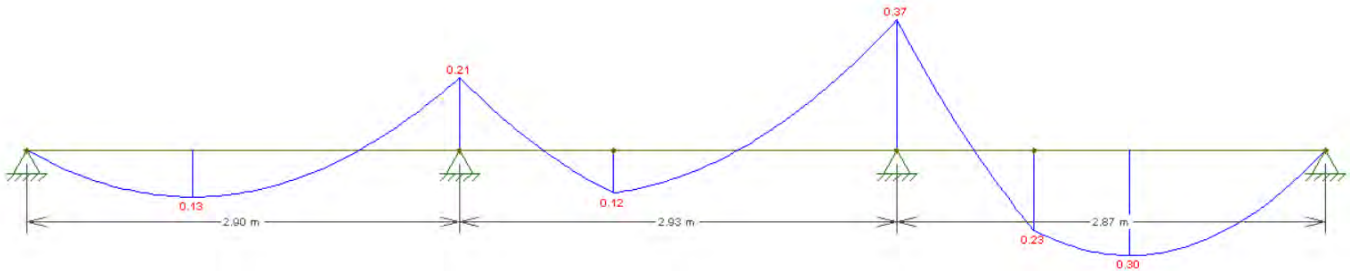


Figura 5.13 Diagrama de Momentos con carga alternada amplificada en el tercer tramo (ton*m).



Figura 5.14 Diagrama de Fuerzas cortantes con carga alternada amplificada en el tercer tramo (ton).

- Alternancia de carga en los 2 primeros tramos:

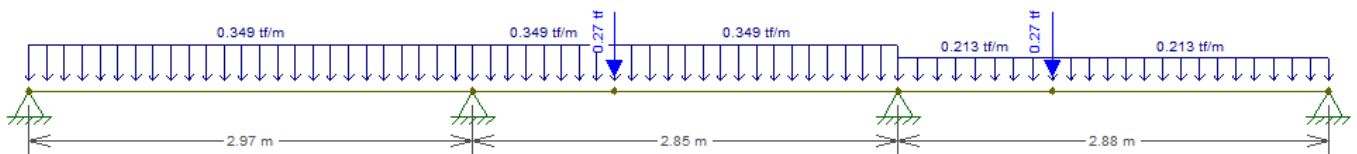


Figura 5.15 Modelo del aligerado con carga alternada amplificada en los 2 primeros tramos.



Figura 5.16 Diagrama de Momentos con carga alternada amplificada en los 2 primeros tramos (ton*m).

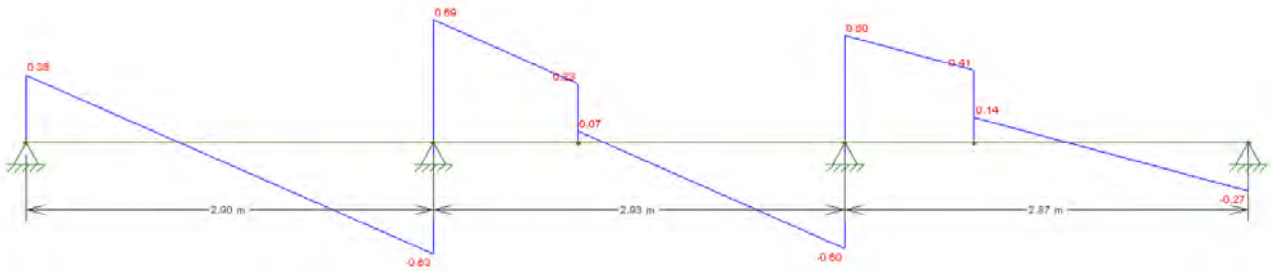


Figura 5.17 Diagrama de Fuerzas cortantes con carga alternada amplificada en los 2 primeros tramos (ton).

- Alternancia de carga en los 2 últimos tramos:

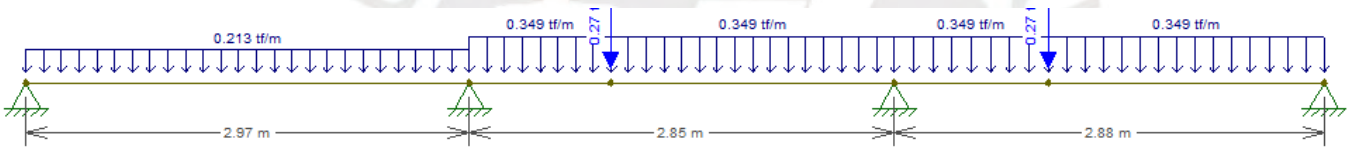


Figura 5.18 Modelo del aligerado con carga alternada amplificada en los 2 últimos tramos.

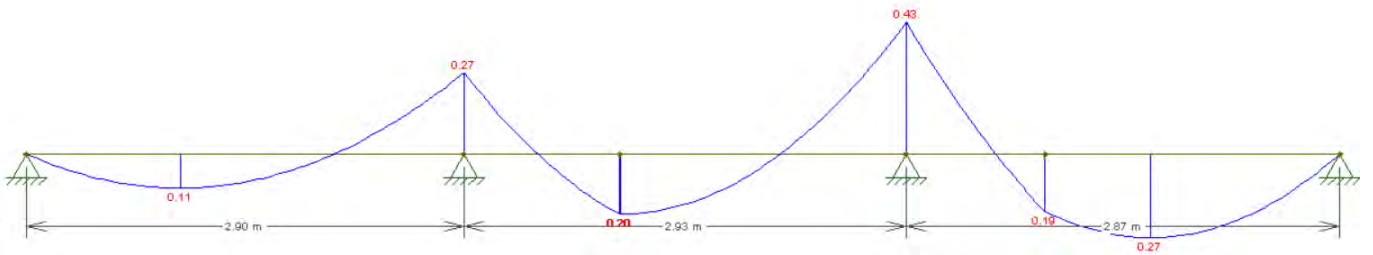


Figura 5.19 Diagrama de Momentos con carga alternada amplificada en los 2 últimos tramos (ton*m).

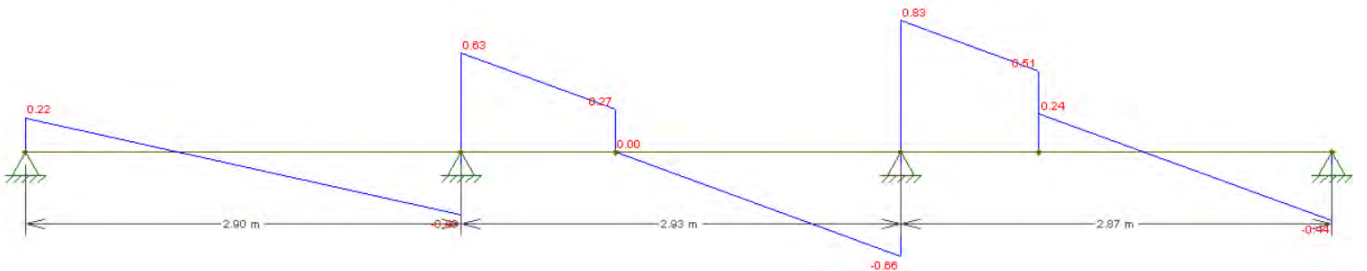


Figura 5.20 Diagrama de Fuerzas cortantes con carga alternada amplificada en los 2 últimos tramos (ton).

- Envolvente:

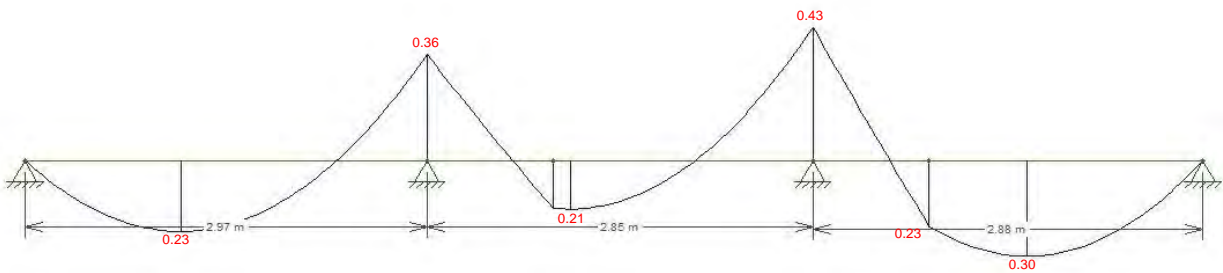


Figura 5.21 Envolvente de diagrama de Momentos (ton*m).

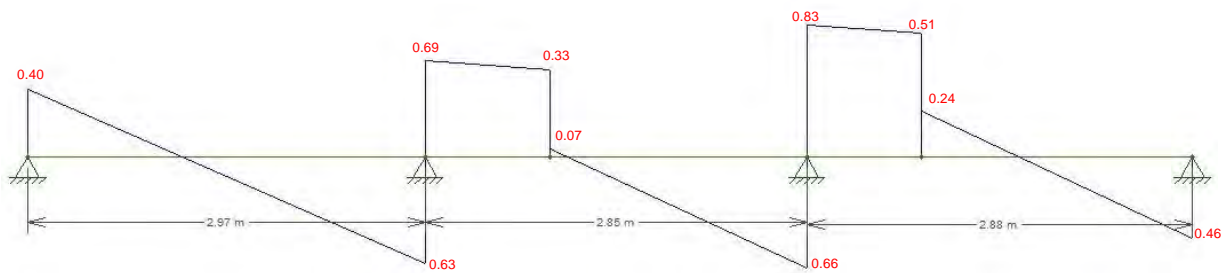


Figura 5.22 Envolvente de diagrama de Fuerzas cortantes (ton).

- Análisis por coeficientes:

El método de coeficientes viene a ser una herramienta muy simplificada que permite diseñar tanto losas como vigas. Los coeficientes que brinda este método son el resultado de considerar las alternancias de cargas en los elementos estructurales ya mencionados.

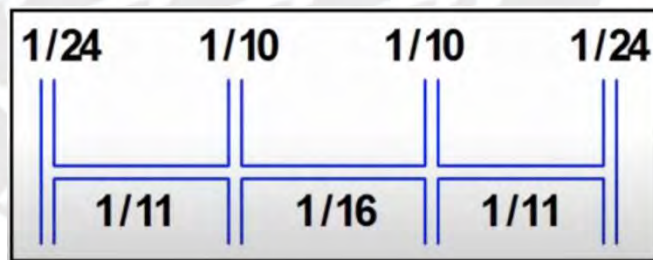


Figura 5.23 Coeficientes ACI para una vigueta de 3 tramos.

Los coeficientes mostrados en la imagen 5.23 se multiplican por el siguiente factor $w * L_n^2$, donde w es la carga última que actúa sobre la vigueta y L_n es la luz libre de cada tramo de la vigueta. Finalmente se muestra en la imagen el diagrama de momentos obtenido mediante el análisis por coeficientes.

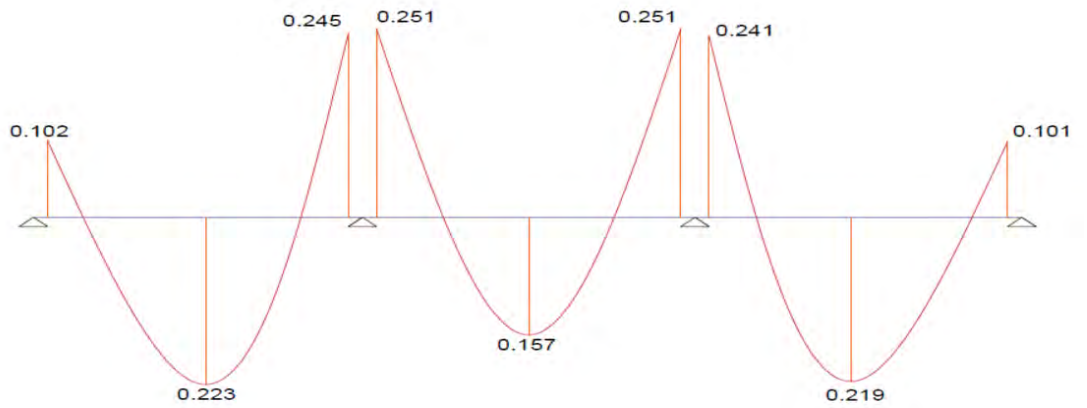


Figura 5.24 Diagrama de momentos mediante análisis de coeficientes (ton*m).

• **Diseño por Flexión:**

Para el cálculo del acero de refuerzo se hará uso del bloque de compresiones de la norma E.030.

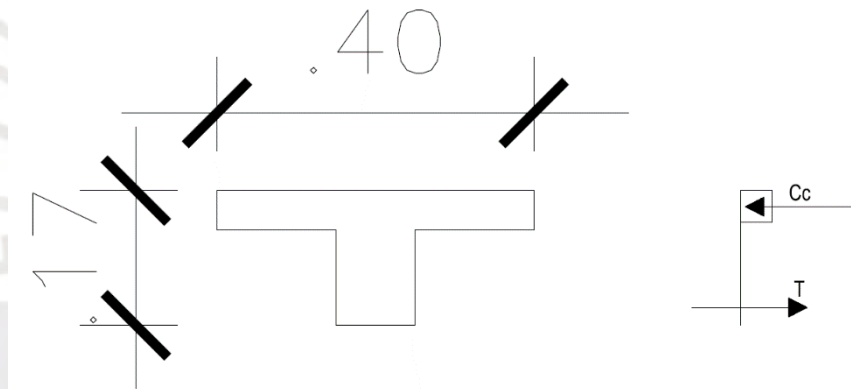


Figura 5.25 Vigueta con dimensiones y bloque de compresiones.

Como se usará el bloque de compresiones se usarán las siguientes fórmulas.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 * f'c * a * b \\
 a &= 0.85 * c \\
 T &= A_s * f_y \\
 M_u &= \phi M_n \\
 M_n &= C_c * (d - \frac{a}{2}) \\
 C_c &= T \\
 A_s &= \frac{C_c}{f_y} \\
 \epsilon_s &= \frac{0.003 * (d - c)}{c}
 \end{aligned}$$

Dónde: $f'c$: Resistencia del concreto. (210 kg/cm^2)
 a : Longitud del bloque de compresiones.
 c : Distancia al eje neutro.
 C_c : Fuerza de compresión del concreto.

T: Fuerza de tracción del acero.
 fy: Límite de fluencia del acero. (4200 kg/cm²)
 Mu: Momento último.
 Mn: Momento nominal.
 As: Área del acero.
 d: Peralte efectivo.
 εs: Deformación unitaria del acero.

A continuación, se presenta una tabla con los valores de los momentos para cada condición de carga y la envolvente final.

Tabla 5.2 Momentos y envolvente.

Tramo	1			2			3		
	M+	M+	M-	M-	M+	M-	M-	M+	M+
Carga Viva en todo el tramo	0.102	0.22	0.27	0.27	0.16	0.34	0.34	0.28	0.101
Carga viva en el primer tramo	0.102	0.23	0.23	0.24	0.09	0.23	0.21	0.20	0.06
Carga viva en el segundo tramo	0.06	0.1	0.24	0.21	0.21	0.29	0.29	0.17	0.06
Carga viva en el tercer tramo	0.06	0.13	0.16	0.16	0.12	0.32	0.28	0.30	0.101
Carga viva en los 2 primeros tramos	0.102	0.21	0.29	0.28	0.17	0.27	0.27	0.18	0.06
Carga viva en los 2 últimos tramos	0.06	0.11	0.22	0.19	0.20	0.35	0.33	0.27	0.101
Método de coeficientes	0.102	0.22	0.25	0.25	0.16	0.25	0.24	0.22	0.101
Envolvente	0.102	0.23	0.29	0.28	0.21	0.35	0.34	0.30	0.101

Ahora con la envolvente se realiza en siguiente cuadro, en el que se muestra la cantidad de acero requerida para cada tramo.

Tabla 5.3 Acero requerido.

Tramo	1			2			3		
	M+	M+	M-	M-	M+	M-	M-	M+	M+
M_u(ton*m)	0.102	0.23	0.29	0.28	0.21	0.35	0.34	0.30	0.101
M_n(ton*m)	0.113	0.256	0.322	0.311	0.233	0.389	0.378	0.333	0.112
a (cm)	0.11	0.26	1.35	1.31	0.24	1.65	1.6	0.34	0.11
c (cm)	0.13	0.31	1.59	1.54	0.28	1.94	1.88	0.40	0.13
A_s (cm²)	0.19	0.44	0.58	0.56	0.4	0.7	0.68	0.57	0.19

Para el cálculo del acero máximo y mínimo en secciones en T se hace uso de las siguientes fórmulas.

Momento positivo:

Acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f_y} * bw * d$$

Acero máximo:

$$\rho b = \frac{0.85 * f'c * \beta 1}{fy} * \frac{\epsilon_{cu} * Ecu}{\epsilon_{cu} * Ecu + fy}$$

$$As_{max} = 0.75 * \rho b * b * d$$

Operando las ecuaciones anteriores se obtienen los siguientes valores.
 $As_{min} = 0.34 \text{ cm}^2$ y $As_{max} = 7.01 \text{ cm}^2$.

Momento negativo:

Acero mínimo:

$$\phi Mn \geq 1.2 * M_{cr}$$

$$M_{cr} = \frac{fr * I_g}{yt}$$

$$fr = 2 * \sqrt{f'c}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * 1.2 * M_{cr}}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

$$As_{min} = \frac{1.2 * M_{cr}}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

Acero máximo:

$$\frac{\epsilon_{cu}}{c_b} = \frac{fy}{Es * (d - c_b)}$$

$$As_{max} = \frac{0.75 * 0.85 * c_b * \beta * f'c * b}{fy}$$

Operando las ecuaciones anteriores se obtienen los siguientes valores.
 $As_{min} = 1.09 \text{ cm}^2$ y $As_{max} = 2.23 \text{ cm}^2$.
 Finalmente, el acero colocado es el siguiente:

Tabla 5.4 Acero colocado en la vigueta

Tramo	1			2			3		
	M+	M+	M-	M-	M+	M-	M-	M+	M+
M_u (ton*m)	0.102	0.23	0.29	0.28	0.21	0.35	0.34	0.30	0.101
Varillas	1ø3/8''	1ø3/8''	1ø3/8''	1ø3/8''	1ø3/8''	1ø3/8''	1ø3/8''	1ø3/8''	1ø3/8''
A_s (cm ²)	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71

Finalmente se muestra el corte de fierro para la vigueta típica.

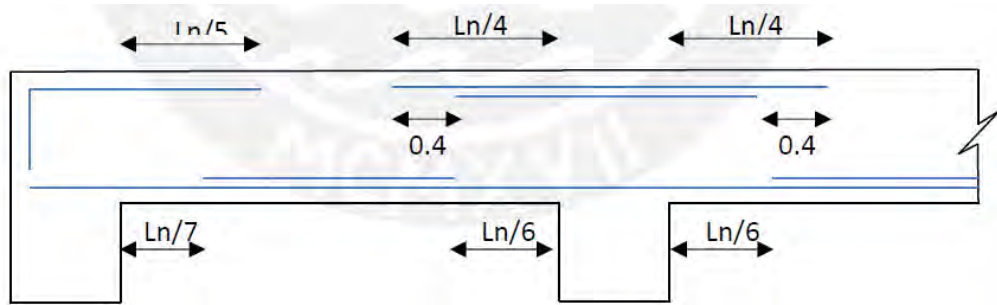


Figura 5.26 Corte de fierro en losas y vigas.
Fuente: Tesis de Afuso Minoru.

- **Diseño por Cortante:**

Como en las losas no se colocan estribos, la fuerza cortante la resiste el alma de la vigueta. Es por esto que, para el diseño por cortante en losas, la norma nos posibilita el aumento en un 10% de la resistencia del concreto.

$$V_c = 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

Si no se llega a la resistencia requerida, se debe realizar un ensanche en las viguetas, estos pueden ser ensanches corridos o alternados. En caso los ensanches no sean suficientes, se debe aumentar el tamaño del peralte de la losa o acrecentar la resistencia a compresión del concreto a usarse.

A continuación, se presenta una tabla con los valores de los momentos para cada condición de carga y la envolvente final.

Tabla 5.5 Cálculo de envolvente de la cortante

Tramo	1		2		3	
	V+	V-	V+	V-	V+	V-
Signo						
Carga Viva en todo el tramo	0.35	0.58	0.62	0.59	0.78	0.40
Carga viva en el primer tramo	0.36	0.57	0.47	0.37	0.56	0.27
Carga viva en el segundo tramo	0.19	0.38	0.62	0.59	0.58	0.24
Carga viva en el tercer tramo	0.21	0.35	0.40	0.44	0.77	0.41
Carga viva en los 2 primeros tramos	0.34	0.59	0.65	0.55	0.58	0.25
Carga viva en los 2 últimos tramos	0.19	0.37	0.59	0.62	0.79	0.39
Envolvente	0.36	0.59	0.65	0.62	0.79	0.41

Ahora con la envolvente se muestra la tabla del cálculo de ensanche para las viguetas, para esto se utilizará la fórmula anterior para calcular V_c y se usará un \emptyset de 0.85.

Tabla 5.6 Ensanche de viguetas

Tramo	1		2		3	
Signo	V+	V-	V+	V-	V+	V-
$V_u(\text{ton})$	0.36	0.59	0.65	0.62	0.79	0.41
b_w	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
$\emptyset V_c$	1.005	1.005	1.005	1.005	1.005	1.005
Ensanche	NO	NO	NO	NO	NO	NO

• **Refuerzo por Contracción y Temperatura:**

La norma nos brinda unas cuantías mínimas a causa de la temperatura y contracción en losas, con el fin de evitar fisuras en las losas producto de cambios por contracción y temperatura.

Tabla 5.7 Cuantías mínimas en losas según acero (Norma E.060)

Tipo de barra	Cuantía mínima
Barras Lisas	0.0025
Barras corrugadas con $f_y < 4200 \text{ kg/cm}^2$	0.002
Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$	0.0018

Finalmente, se colocará un fierro por contracción y temperatura de $\emptyset 1/4'' @ 0.25 \text{ m}$.

• **Deflexión bajo cargas de servicio:**

La norma E.060, nos brinda una tabla con relaciones entre el peralte de la losa y la luz de la misma. En la siguiente tabla se menciona dichas relaciones.

Tabla 5.8 Luces máximas.

h (cm)	Luces máximas recomendadas
0.12 o 0.13	$l_n \leq 4$
0.15	$l_n \leq 5.5$
0.20	$l_n \leq 6.5$
0.25	$l_n \leq 7.5$

A modo de ejemplo se verificará las deflexiones del primer tramo de la losa aligerada. Para elementos continuos se usará la siguiente fórmula.

$$\Delta = \frac{5 * L^2}{48 * E_c * I_{ef}} * [M_{cl}^+ - 0.1 * (M_i + M_d)]$$

Donde M_{cl}^+ es el momento en el medio del tramo, M_i es el momento en el apoyo del lado izquierdo, M_d es el momento en el apoyo del lado derecho,

para I_{ef} se usará la siguiente fórmula.

$$I_{ef} = \frac{I_{e1} + 2 * I_{e3}}{3}$$

Donde I_{e1} es la inercia efectiva en los extremos y I_{e3} es la inercia efectiva a la mitad del tramo, cuya fórmula para viguetas en T es la siguiente.

$$I_e = \frac{b_w * (c - h_f)^3}{3} + \frac{b * h_f^3}{12} + b * h_f * \left(c - \frac{h_f}{2}\right)^2 + n * A_s * (d - c)^2$$

Donde, $c = 1.59$ cm en I_{e1} , $c = 0.31$ cm en I_{e3} , $n = 9.2$ y $A_s = 0.71$ cm² para ambos casos. Finalmente tenemos los siguientes resultados.

$$I_{e1} = 1456.09 \text{ cm}^4$$

$$I_{e3} = 2256.22 \text{ cm}^4$$

Usando los anteriores valores en la ecuación de I_{ef} se obtiene lo siguiente.

$$I_{ef} = \frac{1456.09 + 2 * 2256.22}{3} = 1989.51 \text{ cm}^4$$

Finalmente, este valor se utiliza en la ecuación de la deflexión, adicionalmente se tiene que $M_{cl}^+ = 0.23$ ton * m, $M_d = 0.29$ ton * m, la luz del primer tramo es de 2.97 m y $E_c = 217371$ kg/cm².

$$\Delta = \frac{5 * 2.97^2}{48 * 217371 * 1989.51} * [23000 - 0.1 * (0 + 29000)]$$

$$\Delta = 0.43 \text{ cm}$$

A continuación, se presenta una tabla, de la noma E.060, con las deflexiones máximas admisibles de acuerdo a la luz que posee el paño analizado.

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	ℓ/180*
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	ℓ/360
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	ℓ/480‡
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		ℓ/240§

Figura 5.27 Deflexiones máximas admisibles.

En este caso en un piso que no soporta elementos no estructurales, debido a que los tabiques están sobre vigas chatas, por lo que, para una luz de 2.97m, se usará la relación $l/360 = 297/360 = 0.825\text{cm}$ el cual es mayor a la deflexión calculada, por lo que cumple.

Losa Maciza:

En el proyecto, debido a que la relación de dimensiones entre la longitud mayor y la longitud menor del paño es mayor a 2, la losa maciza trabajará y se analizará en una sola dirección, debido a esto se modelará como un elemento unidimensional con una carga distribuida por metro lineal en un ancho tributario. Para mantener la uniformidad de la losa esta tendrá un espesor de 17 cm al igual que la losa aligerada.

Las cargas de gravedad actuantes sobre la losa maciza son el peso propio de la maciza, el peso del piso terminado, el peso de los muros de tabiquería (en caso hubiera) y sobrecarga.

En la imagen se muestra la sección de losa maciza que se usará para realizar el metrado de cargas por gravedad.

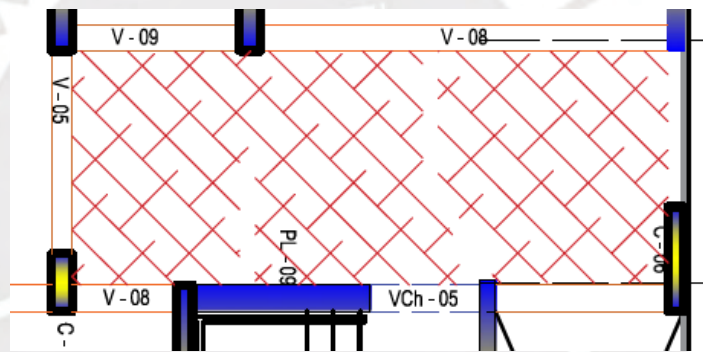


Figura 5.28 Muestra la zona y la dirección de la losa maciza.

Como se observa en la figura no se aprecia la tabiquería en el tramo a analizar, sin embargo, si hay, por lo que la carga muerta que esta genera si se consideran en el siguiente cuadro de metrado de cargas.

Tabla 5.9 Metrado de losa maciza

Carga Muerta	
Peso Propio de la losa	$2.4 * 1 * 0.17 = 0.408 \text{ ton/m}$
Peso Propio de piso terminado	$0.1 * 1 = 0.1 \text{ ton/m}$
Peso Propio de tabique (e=0.15m)	$0.1727 * 2.75 = 0.475 \text{ ton/m}$
Carga muerta total sin tabique	$0.408 + 0.1 = 0.508 \text{ ton/m}$
Carga muerta total con tabique	$0.408 + 0.1 + 0.475 = 0.983 \text{ ton/m}$
Carga Muerta Puntual	
Carga Viva	
Peso Propio de sobrecarga	$0.2 * 1 = 0.2 \text{ ton/m}$
Carga viva total	0.2 ton/m
Carga última total sin tabique	$1.4 * C.M. + 1.7 * C.V. = 1.051 \text{ ton/m}$
Carga última total con tabique	$1.4 * C.M. + 1.7 * C.V. = 1.716 \text{ ton/m}$

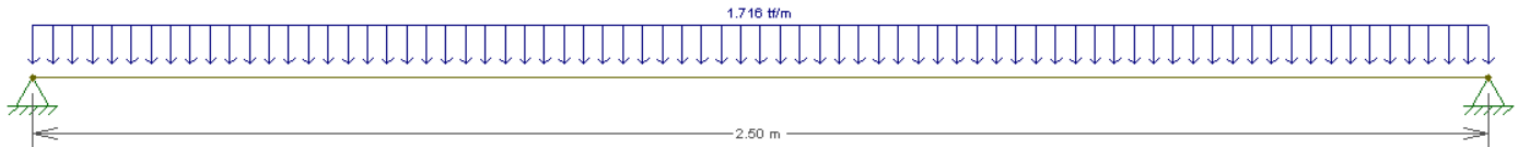


Figura 5.29 Modelo de la maciza con la carga última.

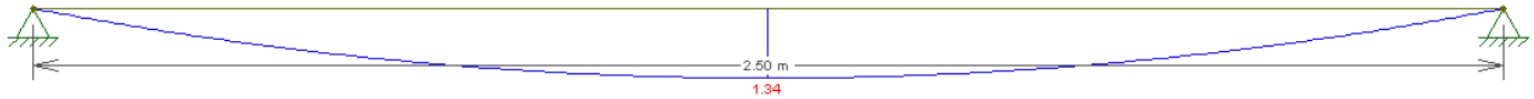


Figura 5.30 Diagrama de Momentos con carga última.

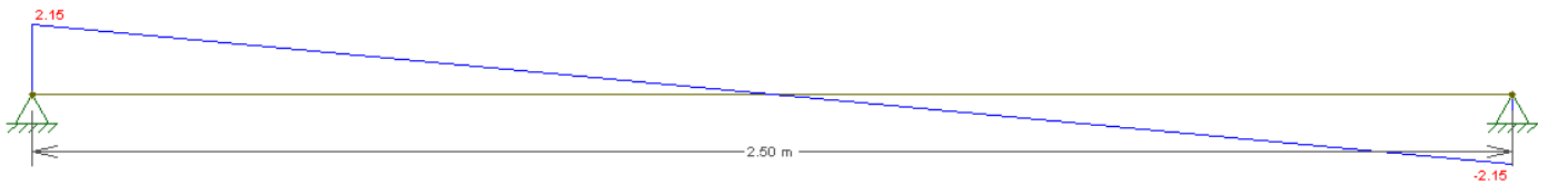


Figura 5.31 Diagrama de Fuerzas Cortantes con carga última.

- **Diseño por Flexión:**

Para el cálculo del acero de refuerzo se hará uso del bloque de compresiones de la norma E.030.

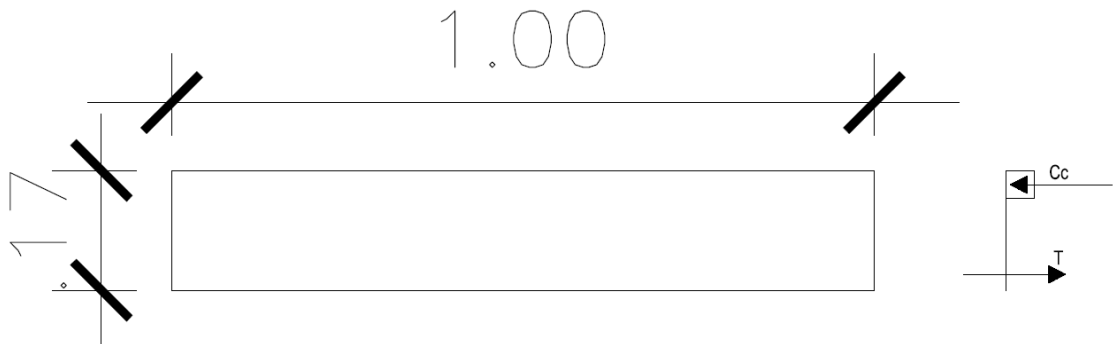


Figura 5.32 Maciza con dimensiones y bloque de compresiones.

Como se usará el bloque de compresiones se usarán las siguientes fórmulas.

$$\begin{aligned}
 Cc &= 0.85 * f'c * a * b \\
 a &= 0.85 * c \\
 T &= As * fy \\
 Mu &= \phi Mn \\
 Mn &= Cc * \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 Cc &= T \\
 As &= \frac{Cc}{fy} \\
 \epsilon_s &= \frac{0.003 * (d - c)}{c}
 \end{aligned}$$

Dónde: $f'c$: Resistencia del concreto. (210 kg/cm^2)

a: Longitud del bloque de compresiones.
 c: Distancia al eje neutro.
 Cc: Fuerza de compresión del concreto.
 T: Fuerza de tracción del acero.
 fy: Límite de fluencia del acero. (4200 kg/cm²)
 Mu: Momento último.
 Mn: Momento nominal.
 As: Área del acero.
 d: Peralte efectivo.
 εs: Deformación unitaria del acero.

A continuación, se presenta una tabla con los valores del área de acero requerido para soportar los esfuerzos asumidos.

Tabla 5.10 Acero requerido.

Signo	M+	M+	M+
M_u (ton*m)	0.362	1.34	0.362
M_n (ton*m)	0.402	1.489	0.402
a (cm)	0.16	0.61	0.16
c (cm)	0.19	0.72	0.19
As (cm ²)	0.69	2.59	0.69

Para el cálculo del acero máximo y mínimo en secciones rectangulares se hace uso de las siguientes fórmulas.

Acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * d$$

Acero máximo:

$$A_{s_{max}} = \frac{\frac{\varepsilon_{cu}}{c_b} = \frac{fy}{Es * (d - c_b)}}{0.75 * 0.85 * c_b * \beta * f'c * b} * b$$

Operando las ecuaciones anteriores se obtienen los siguientes valores. $A_{s_{min}} = 3.06 \text{ cm}^2$ y $A_{s_{max}} = 22.33 \text{ cm}^2$.

Finalmente, como el acero requerido es de 2.59 cm^2 se usará la cuantía mínima la cual es de 3.06 cm^2 , se reemplaza la cuantía mínima en la siguiente fórmula para una varilla de Ø3/8''

$$S = \frac{A_v}{As} = \frac{0.71}{3.06} = 0.23 \approx 0.20 \text{ m}$$

Por lo tanto, se colocará el siguiente acero Ø 3/8'' @ 0.20 m.

- **Diseño por Corte:**

El diseño por cortante para losas macizas se realiza de manera similar que, para losas aligeradas, sin embargo, no se considera el aumento del 10% a la resistencia del concreto brindada por la norma. Al igual que para las losas aligeradas, si no se cumple con la resistencia requerida se tiene que aumentar el peralte de la losa o acrecentar la resistencia a compresión del concreto.

Para el cálculo de la resistencia a corte del concreto se usará la siguiente fórmula.

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

Finalmente, se presenta una tabla con los valores de cortante última y resistencia al corte del concreto, donde debe cumplir que $\phi V_c > V_u$.

Tabla 5.11 Tabla de cortantes.

V_u	1.95	1.95
ϕV_c	11.1	11.1
$\phi V_c > V_u$	SI	SI

Para concluir, se puede afirmar que la losa cumple con las solicitaciones de resistencia a corte requeridas.

5.3.2. Diseño de Vigas:

Para el diseño de vigas peraltadas se considera que recibe grandes cargas tanto de gravedad como sísmicas. Esto depende del sistema estructural que tiene el edificio, como el sistema adoptado para este proyecto es en su mayoría muros de concreto los momentos que las vigas peraltadas soportarán son básicamente producidas por las cargas de gravedad.

Para el análisis de cargas de gravedad en vigas peraltadas se tomará una viga de un tramo (Viga V7), como se muestra a continuación:

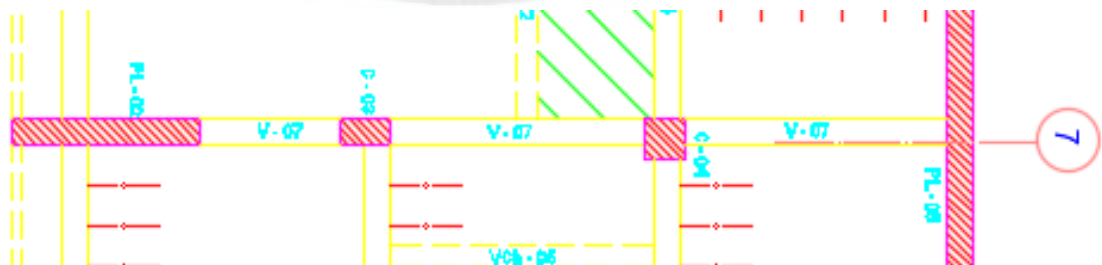


Figura 5.33 Muestra la viga analizada.

Tramo 1:

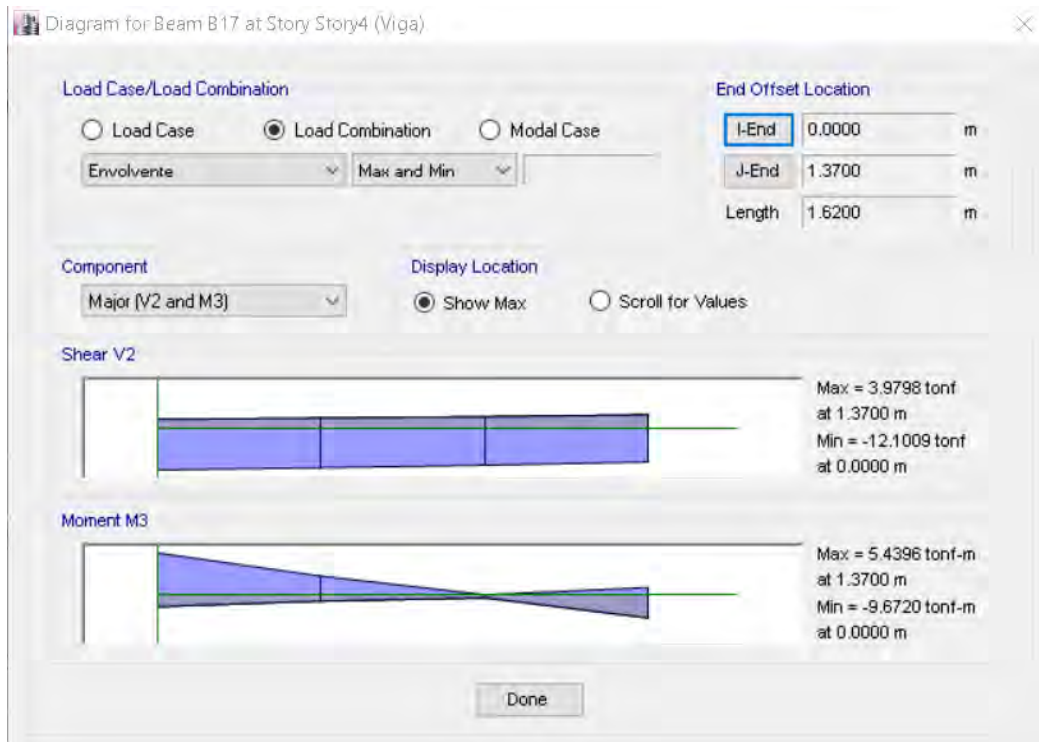


Figura 5.34 Diagrama de envolvente de Fuerzas cortantes y momento.

Tramo 2:

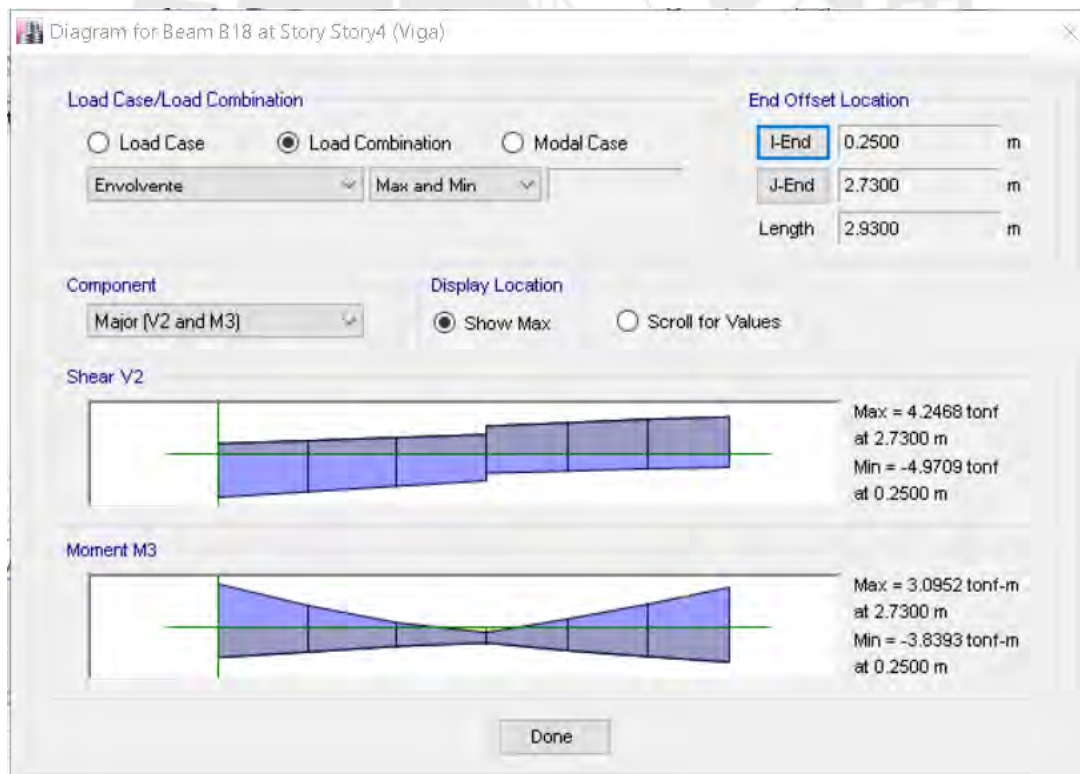


Figura 5.35 Diagrama de envolvente de Fuerzas cortantes y momento.

Tramo 3:

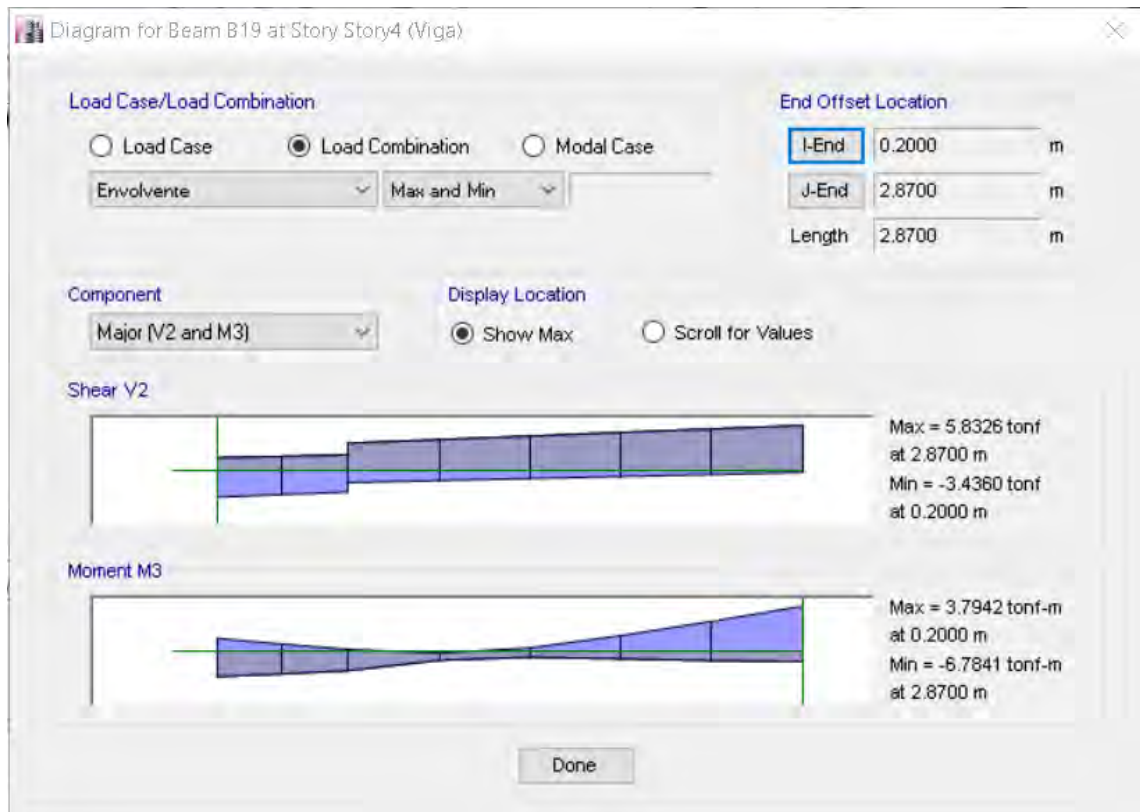


Figura 5.36 Diagrama de envolvente de Fuerzas cortantes y momento.

- **Diseño por Flexión:**

Para el cálculo de acero de refuerzo se hará uso del bloque de compresiones de la norma E.030.

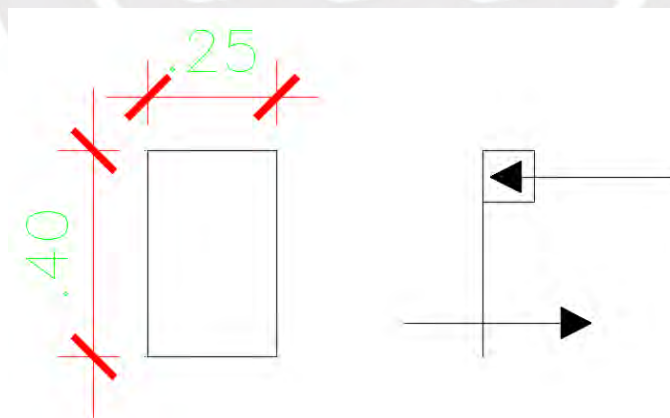


Figura 5.37 Viga peraltada con dimensiones y bloque de compresiones.

Como se usará el bloque de compresiones se usarán las siguientes ecuaciones:

$$C_c = 0.85 * f'_c * a * b$$

$$\begin{aligned}
 a &= 0.85 * c \\
 T &= A_s * f_y \\
 M_u &= \phi M_n \\
 M_n &= C_c * \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 C_c &= T \\
 A_s &= \frac{C_c}{f_y} \\
 \epsilon_s &= \frac{0.003 * (d - c)}{c}
 \end{aligned}$$

Dónde: f'_c : Resistencia del concreto. (210 kg/cm²)
 a: Longitud del bloque de compresiones.
 C: Distancia al eje neutro.
 Cc: Fuerza de compresión del concreto.
 T: Fuerza de tracción del acero.
 Fy: Límite de fluencia del acero. (4200 kg/cm²)
 Mu: Momento último.
 Mn: Momento nominal.
 As: Área del acero.
 D: Peralte efectivo.
 εs: Deformación unitaria del acero.

A continuación, se presenta la tabla con los valores de área de acero requerido para soportar los esfuerzos asumidos.

Tabla 5.12 Acero requerido.

Tramo	1		2			3		
	M-	M+	M-	M+	M-	M-	M+	M-
M_u (ton*m)	9.67	5.44	3.84	3.10	3.52	1.92	3.80	6.78
M_n (ton*m)	10.74	6.04	4.27	3.44	3.91	2.13	4.22	7.53
a (cm)	8.03	4.25	2.94	2.35	2.68	1.44	2.91	5.39
c (cm)	9.45	5	3.46	2.76	3.15	1.7	3.42	6.34
A_s (cm ²)	8.53	4.51	3.12	2.5	2.85	1.53	3.09	5.73

Para el cálculo del acero máximo y mínimo en secciones rectangulares se hace uso de las siguientes fórmulas.

Acero mínimo:

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

Acero máximo:

$$A_{s_{max}} = \frac{\frac{\epsilon_{cu}}{c_b} * f_y}{0.75 * 0.85 * c_b * \beta * f'_c * b}$$

Operando las ecuaciones anteriores se obtienen los siguientes valores $A_{s_{min}} = 2.04 \text{ cm}^2$ y $A_{s_{max}} = 13.55 \text{ cm}^2$.

Finalmente, el acero colocado es el siguiente:

Tabla 5.13 Acero colocado en la viga

Tramo	1		2			3		
Signo	M-	M+	M-	M+	M-	M-	M+	M-
M_u (ton*m)	9.67	5.44	3.84	3.10	3.52	1.92	3.80	6.78
Varilla	2Ø5/8'' 2Ø3/4''	2Ø5/8'' 1Ø5/8''	2Ø5/8''	2Ø5/8''	2Ø5/8''	2Ø5/8''	2Ø5/8''	2Ø5/8'' 1Ø5/8''
A_s (cm ²)	9.68	6	4	4	4	4	4	6

• **Diseño por corte:**

Debido a que, en la mayoría de casos la fuerza cortante requerida es mayor a la capacidad cortante del concreto, se coloca refuerzos por cortante, que vienen a ser estribos.

Para el cálculo del espaciamiento de estos estribos se usará las siguientes fórmulas.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c ; \phi = 0.85$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} ; A_v = 2 * 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$V_s \leq 2.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

Reemplazando los datos en las ecuaciones anteriores, tenemos los siguientes resultados.

Tabla 5.14 Espaciamiento de estribos

Tramo	1		2		3	
V_u (ton)	12.1	9.79	4.97	4.25	3.44	5.83
V_c (ton)	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53
V_s	7.71	4.99	-0.68	-1.53	-2.48	0.33
A_v	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42
s	26.3	40.64				614.47

Como se observa en la tabla 5.13 hay espaciamientos variables y el menor de todos es de 26.3 cm, en otros casos no se necesita estribos. Es por esto

que, se usará los espaciamientos de estribos mínimos de acuerdo a las siguientes fórmulas.

$$V_s \leq 1.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d \rightarrow s \leq 0.6 m \text{ o } s \leq d/2$$

$$V_s > 1.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d \rightarrow s \leq 0.3 m \text{ o } s \leq d/4$$

Reemplazando los datos en la ecuación anterior tenemos que.

$$1.1 * \sqrt{210} * 25 * 34 = 13.55 \geq V_s$$

Por lo tanto, el espaciamiento entre estribos será de $d/2 = 17 \approx 20$ cm

Adicionalmente se verifica el área de acero mínimo del estribo con las siguientes ecuaciones.

$$A_{s \text{ mín } 1} = 0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{b_w * s}{f_y}$$

$$A_{s \text{ mín } 2} = 3.5 * \frac{b_w * s}{f_y}$$

Reemplazando los valores en las fórmulas anteriores obtenemos los siguientes resultados $A_{s \text{ mín } 1} = 0.35 \text{ cm}^2$ y $A_{s \text{ mín } 2} = 0.42 \text{ cm}^2$.

Se verifica que el área de estribos elegido es mayor al área de estribos mínimo exigido.

Por último, de acuerdo al artículo 21.4.4.4 de la norma E.060 el espaciamiento entre estribos no debe ser mayor a los tres puntos siguientes:

- $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor a 15 cm (15 cm)
- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro (12.7 cm)
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento (22.8cm)
- 30 cm.

Por lo tanto, el menor de todos es el primero 15cm, por lo que el espaciamiento de los estribos es de 15cm hasta 2 veces el peralte del elemento en este caso es 80 cm.

El resto de estribos se encontrará espaciado a no más de $d/2$ que en este caso es 20 cm.

- **Corte de Acero**

Para el corte de hierro se utilizarán las especificaciones que se muestran en la siguiente imagen.

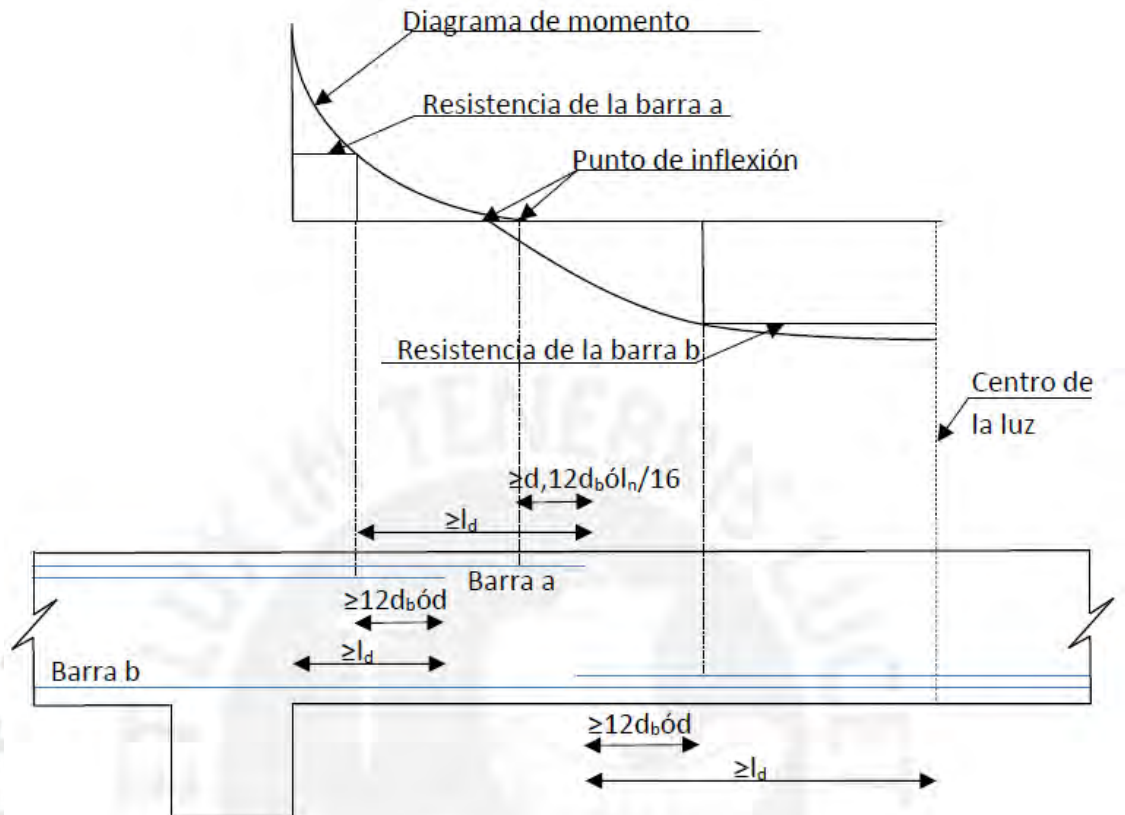


Figura 5.38 Corte de acero.
Fuente: Tesis Afuso Minoru

En la viga se tiene un acero corrido de $2\text{Ø}1/2''$ la cual hace un $\text{Ø}M_n = 3.2 \text{ ton/m}$. A continuación, se presenta el diagrama de momentos del primer tramo de la viga.

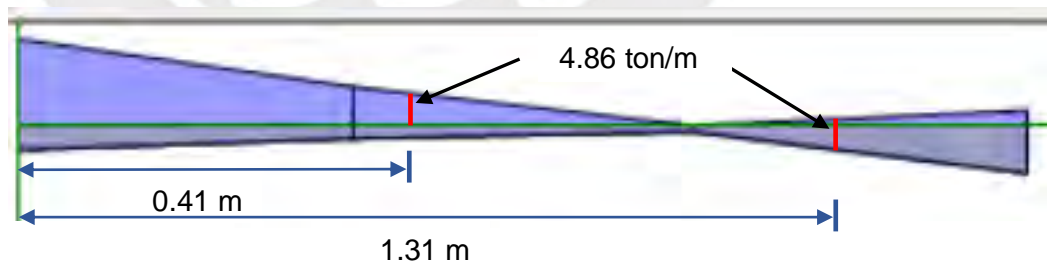


Figura 5.39 Diagrama de momentos del primer tramo de viga 7.

En la imagen se muestra la distancia a la cual el acero corrido funciona, este diagrama de momentos esta medido a la cara de la viga. Como se muestra en la figura 5.35 a esta distancia se le debe agregar el mayor valor entre $12d_b$ o d , por lo que $12d_b = 19.08 \text{ cm}$ y $d = 34 \text{ cm}$, por lo que se adiciona 0.34 m . Finalmente el corte de acero sería $0.41 + 0.34 = 0.75$ y $0.31 + 0.34 = 0.65$.

Finalmente, se muestra la tabla de longitudes de anclaje en tracción, sacada del libro de Ottazi, para un $f'c = 210kg/cm^2$.

Tabla 5.15 Longitudes de anclaje en tracción

Barra	d_b	A_b	L_d	L_d'
8 mm	0.80	0.50	28	37
3/8"	0.95	0.71	34	44
1/2"	1.27	1.29	45	58
5/8"	1.59	2.00	56	73
3/4"	1.91	2.84	67	88
1"	2.54	5.10	112	145
1 3/8"	3.58	10.06	157	204

- **Diseño por capacidad**

Este diseño se utiliza para prevenir los modos de falla indeseables. En el caso de vigas, para evitar que la viga falle por cortante antes de fallar por flexión.

Para el diseño por capacidad se utilizarán las siguientes fórmulas.

$$V_u = \frac{w_u * l_n}{2} + \frac{M_{pri} + M_{prd}}{l_n}$$

$$W_u = 1.25 * (w_m + w_v)$$

$$M_{pr} = \alpha * A_s * f_y * \left(d - \frac{\alpha * A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

Debido a que la resistencia real a fluencia del acero es mayor a la especificada y adicionalmente por la posibilidad de que ocurra endurecimiento por deformación, se recomienda utilizar un esfuerzo de por al menos $1.25f_y$ en el refuerzo longitudinal, es por esto que $\alpha = 1.25$.

Con esto y reemplazando los valores en las fórmulas anteriores, se tiene la siguiente tabla.

Tabla 5.16 Fuerza cortante por capacidad

Tramo	1		2		3	
W_u (ton)	3.04		3.04		2.48	
M_{pr} (ton)	13.04	5.58	6.65	6.65	6.65	10.41
V_u (ton)	12.45		9.12		9.92	

Utilizando las mismas fórmulas que en el diseño por corte, pero con el V_u de la tabla 5.15, se tiene la siguiente tabla.

Tabla 5.17 Espaciamiento de estribos por capacidad

Tramo	1	2	3
V_u (ton)	12.45	9.12	9.92
V_c (ton)	6.53	6.53	6.53
V_s (ton)	8.12	4.2	5.14
A_v	1.42	1.42	1.42
s	24.9	48.3	39.5

Como se puede observar el espaciamiento calculado por capacidad es mayor al calculado por corte, por lo que se mantendrá el espaciamiento colocado por el diseño por corte.

- **Deflexiones bajo cargas de servicio:**

La norma E.060 brinda ciertas relaciones entre el peralte y la luz de la viga con el fin de observar si se necesita o no verificar las deflexiones.

Para el caso de la viga V-7 se tiene las siguientes relaciones.

$$\text{extremos continuo: } \frac{l}{21} = \frac{2.5}{21} = 11.9 \text{ cm} \leq h_{\text{viga}} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{un extremo continuo: } \frac{l}{18.5} = \frac{1.37}{18.5} = 7.4 \text{ cm} \leq h_{\text{viga}} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{un extremo continuo: } \frac{l}{18.5} = \frac{2.85}{18.5} = 15.4 \text{ cm} \leq h_{\text{viga}} = 40 \text{ cm}$$

Como se observa, no se necesita verificar las deflexiones en la viga, sin embargo, a modo de ejemplo se realizará el análisis de las deflexiones del tramo 2 de la viga V-7.

Para el análisis de las deflexiones de la viga de tendrá que calcular la suma de las deflexiones debido a las cargas permanentes y a las cargas vivas, esto debido a los elementos no estructurales no susceptibles a daños, como los tabiques.

En el segundo tramo posee una luz de 2.5m, $E_c = 217371 \text{ kg/cm}^2$, como el tramo es un tramo interior se usará la siguiente fórmula para hallar I_{ef} .

$$I_{ef} = \frac{I_{e1} + I_{e2} + 2 * I_{e3}}{4}$$

Donde I_{e1} y I_{e2} es la inercia efectiva en los extremos e I_{e3} es la inercia efectiva a la mitad del tramo.

$$I_{ef} = \frac{34879.8 + 35550.3 + 2 * 36434}{4} = 35824 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{cv} = \frac{5 * 2.5^2}{48 * 217371 * 35824} * [13800 - 0.1 * (8000 + 3000)]$$

$$\Delta_{cv} = 0.011 \text{ cm}$$

A continuación, se presenta una tabla con las deflexiones inmediatas del tramo 2 tanto para cargas vivas, como para cargas muertas.

Tabla 5.18 Deflexiones inmediatas tramo 2.

	C.M.			C.V.		
M (ton*m)	0.49	0.78	0.19	0.08	0.138	0.03
L (cm)	250			250		
I_e (cm⁴)	34879.8	36434	35550.3	34879.8	36434	35550.3
I_{e prom} (cm⁴)	35824			35824		
Δ (cm)	0.06			0.011		

De la tabla anterior se tiene las deflexiones por carga muerta (0.06 cm) y por carga viva (0.011 cm). Sin embargo, la carga viva no es constante sobre la viga por lo que se considerará el 30% de la deflexión total (30% * Δ_{cv} = .0033 cm).

Para las deflexiones diferidas se utilizará la siguiente ecuación.

$$\lambda = \frac{\zeta}{1 + 50 * \rho'}$$

Donde $\rho' = \frac{4}{25 * 34} = 0.47\%$ y $\zeta = 2$ para 5 años o más.

$$\lambda = 1.62$$

Entonces, las deflexiones diferidas para carga muerta son $\Delta_{dcm} = 1.62 * 0.06 = 0.097 \text{ cm}$, $30\% \Delta_{dcv} = 1.62 * 0.0033 = 0.005 \text{ cm}$. Finalmente, la deflexión considerada final es, $\Delta_{consid} = \Delta_{dcm} + 30\% \Delta_{dcv} + \Delta_{cv} = 0.097 + .005 + .011 = 0.113 \text{ cm}$.

De la tabla de deflexiones máximas para una luz de 2.5 m tenemos que $\frac{l}{240} = \frac{250}{240} = 1.04 \text{ cm} > \Delta_{consid}$. Con esto se verifica que la deflexión calculada del tramo 2 es menor a la deflexión máxima admisible de acuerdo a la norma.

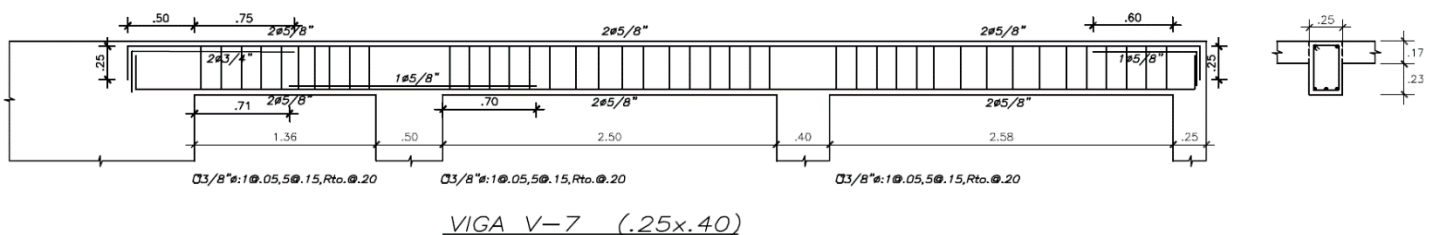


Figura 5.40 Viga peraltada con acero y estribos.

5.3.3. Diseño de Columnas:

Para el diseño de una columna se debe realizar un diseño por flexión y un diseño por corte. Estos diseños se realizaron siguiendo las pautas propuestas por la norma E.030. En la siguiente imagen se presenta la columna a diseñar la cual es la columna C-4.

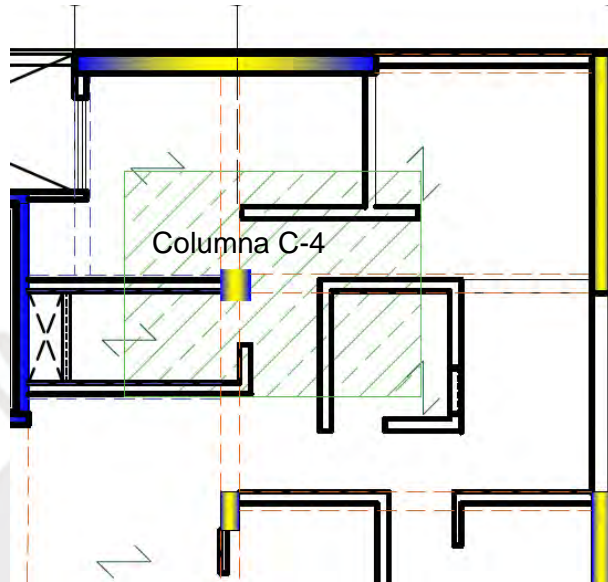


Figura 5.41 Muestra la columna analizada.

Diseño por flexión:

Para el diseño de la columna se usó el diagrama de iteraciones el cual se calcula con los puntos notables del curso de concreto armado 1 los cuales son los siguientes:

- Punto A: Compresión pura.
- Punto E: Falla balanceada.
- Punto F: Flexión pura.

A continuación, se presenta el diagrama de iteraciones para una cuantía de 1%, para esta estructura la columna a analizar es de 40 x 40 cm el cual nos da un área de acero mínimo de $40 * 40 * 0.01 = 16 \text{ cm}^2$ con una armadura de 8 Ø 5/8" lo que da un área de acero de 16 cm^2 .

EJE X					
Con phi					
P (ton)	M2 (ton*m)	M3 (ton*m)	P (ton)	M2 (ton*m)	M3 (ton*m)
196.1337	0	0	196.1337	0	0
196.1337	0	4.7517	196.1337	0	-4.7517
195.6676	0	7.3848	195.6676	0	-7.3848
176.074	0	9.6565	176.074	0	-9.6565
155.6762	0	11.482	155.6762	0	-11.482
134.1435	0	12.8951	134.1435	0	-12.8951
110.9353	0	13.9514	110.9353	0	-13.9514
85.6026	0	14.7481	85.6026	0	-14.7481
75.7206	0	15.3492	75.7206	0	-15.3492
62.2946	0	15.7421	62.2946	0	-15.7421
40.9874	0	15.0212	40.9874	0	-15.0212
19.7068	0	12.4418	19.7068	0	-12.4418
-6.0721	0	8.832	-6.0721	0	-8.832
-44.9268	0	2.969	-44.9268	0	-2.969
-60.7452	0	0	-60.7452	0	0
Sin phi					
P (ton)	M2 (ton*m)	M3 (ton*m)	P (ton)	M2 (ton*m)	M3 (ton*m)
280.1909	0	0	280.1909	0	0
280.1909	0	6.7882	280.1909	0	-6.7882
279.5251	0	10.5497	279.5251	0	-10.5497
251.5343	0	13.795	251.5343	0	-13.795
222.3946	0	16.4029	222.3946	0	-16.4029
191.6336	0	18.4216	191.6336	0	-18.4216
158.479	0	19.9305	158.479	0	-19.9305
122.2894	0	21.0687	122.2894	0	-21.0687
99.9418	0	20.2591	99.9418	0	-20.2591
74.3059	0	18.7775	74.3059	0	-18.7775
45.5416	0	16.6902	45.5416	0	-16.6902
21.8965	0	13.8243	21.8965	0	-13.8243
-6.7467	0	9.8133	-6.7467	0	-9.8133
-49.9187	0	3.2989	-49.9187	0	-3.2989
-67.4947	0	0	-67.4947	0	0

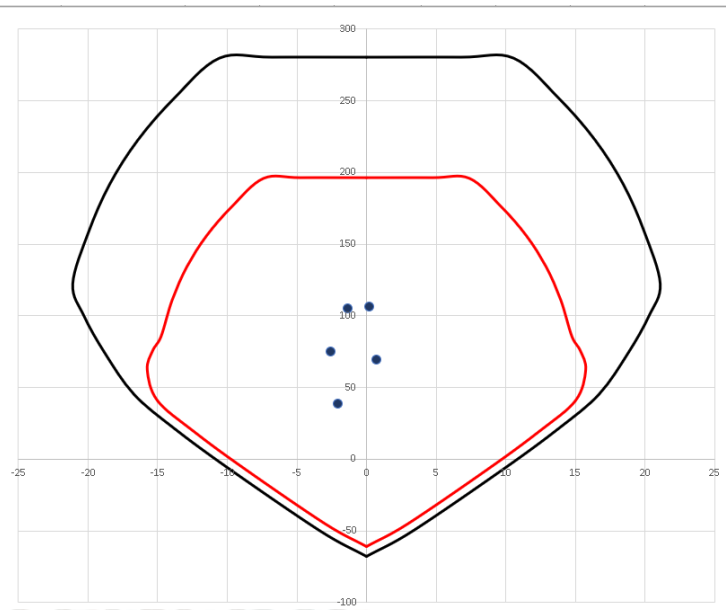


Figura 5.42 Diagrama de Iteración de la columna C-4 del eje x.

EJE Y					
Con phi					
P (ton)	M2 (ton*m)	M3 (ton*m)	P (ton)	M2 (ton*m)	M3 (ton*m)
196.1337	0	0	196.1337	0	0
196.1337	4.7517	0	196.1337	-4.7517	0
195.6676	7.3848	0	195.6676	-7.3848	0
176.074	9.6565	0	176.074	-9.6565	0
155.6762	11.482	0	155.6762	-11.482	0
134.1435	12.8951	0	134.1435	-12.8951	0
110.9353	13.9514	0	110.9353	-13.9514	0
85.6026	14.7481	0	85.6026	-14.7481	0
75.7206	15.3492	0	75.7206	-15.3492	0
62.2946	15.7421	0	62.2946	-15.7421	0
40.9874	15.0212	0	40.9874	-15.0212	0
19.7068	12.4418	0	19.7068	-12.4418	0
-6.0721	8.832	0	-6.0721	-8.832	0
-44.9268	2.969	0	-44.9268	-2.969	0
-60.7452	0	0	-60.7452	0	0
Sin phi					
P (ton)	M2 (ton*m)	M3 (ton*m)	P (ton)	M2 (ton*m)	M3 (ton*m)
280.1909	0	0	280.1909	0	0
280.1909	6.7882	0	280.1909	-6.7882	0
279.5251	10.5497	0	279.5251	-10.5497	0
251.5343	13.795	0	251.5343	-13.795	0
222.3946	16.4029	0	222.3946	-16.4029	0
191.6336	18.4216	0	191.6336	-18.4216	0
158.479	19.9305	0	158.479	-19.9305	0
122.2894	21.0687	0	122.2894	-21.0687	0
99.9418	20.2591	0	99.9418	-20.2591	0
74.3059	18.7775	0	74.3059	-18.7775	0
45.5416	16.6902	0	45.5416	-16.6902	0
21.8965	13.8243	0	21.8965	-13.8243	0
-6.7467	9.8133	0	-6.7467	-9.8133	0
-49.9187	3.2989	0	-49.9187	-3.2989	0
-67.4947	0	0	-67.4947	0	0

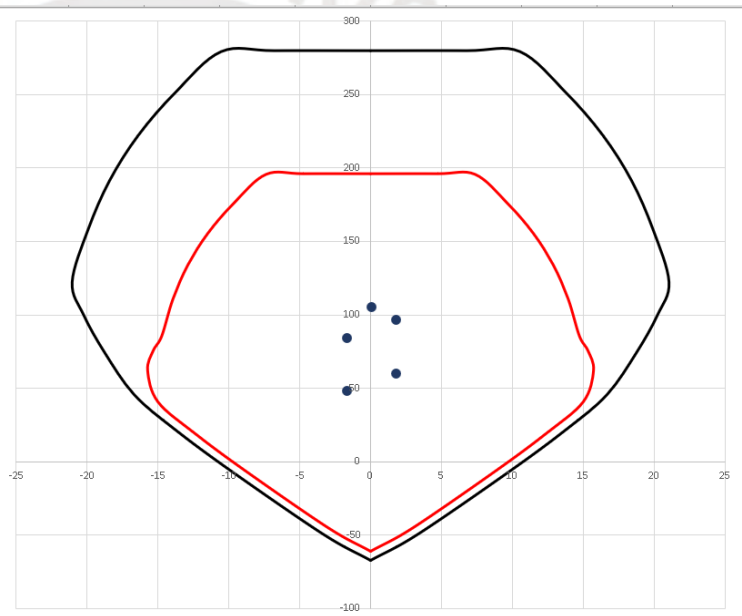


Figura 5.43 Diagrama de Iteración de la columna C-4 del eje y.

Dentro del diagrama de iteraciones se coloca las cargas axiales con su respectivo momento para cada combo de fuerzas especificadas en la norma los cuales son los siguientes, $1.4D+1.7L$; $1.25*(D+L)+S$; $1.25*(D+L)-S$; $0.9D+S$; $0.9D-S$. En la siguiente imagen se muestra una parte de los valores de los mencionados combos.

Historia de fuerzas de la columna 4									
Piso	Columna		Carga	P (ton)	P (ton) (abs)	V2(ton)	V3 (ton)	M2 (ton*m)	M3 (ton*m)
Story1	C4	1	Dead	-60.3444	60.3444	0.8131	0.0525	0.0333	-0.7795
Story1	C4	1	Live	-12.2973	12.2973	0.1847	0.0009	-0.0047	-0.1767
Story1	C4	1	SISMOXX Max	15.491	15.491	0.7332	0.2455	0.4827	1.3906
Story1	C4	1	SISMOYY Max	6.0197	6.0197	0.3753	0.8704	1.7311	0.6435

X - X	P	M	V
1.4CM+1.7CV	105.38757	-1.39169	1.45233
1.25(CM+CV)+Sx Max	106.293125	0.19535	1.98045
1.25(CM+CV)-Sx Max	75.311125	-2.58585	0.51405
0.9CM+Sx Max	69.80096	0.68905	1.46499
0.9CM-Sx Max	38.81896	-2.09215	-0.00141

Y - Y	P	M	V
1.4CM+1.7CV	105.38757	0.03863	0.07503
1.25(CM+CV)+Sy Max	96.821825	1.76685	0.93715
1.25(CM+CV)-Sy Max	84.782425	-1.69535	-0.80365
0.9CM+Sy Max	60.32966	1.76107	0.91765
0.9CM-Sy Max	48.29026	-1.70113	-0.82315

Figura 5.44 Combinaciones de carga para la columna C-4.

Como se ve en la imagen de los diagramas todos los puntos están dentro del diagrama de iteraciones tanto en el eje X como en el eje Y, por lo que el acero colocado cumple con el diseño por flexión.

Diseño por corte:

Para el diseño por corte se realizó el siguiente análisis de acuerdo a la norma.

De acuerdo al artículo 21.4.5.3 de la norma E.060 para acero longitudinal cuyo diámetro oscila entre 5/8" y 1" los estribos serán de 3/8". Además menciona que el espaciamiento de los estribos (So) en la zona de confinamiento (Lo) debe cumplir lo siguiente:

El espaciamiento (So) no debe ser mayor al menor entre los 3 puntos siguientes:

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro (10.16 cm)
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento (20 cm)
- 10 cm

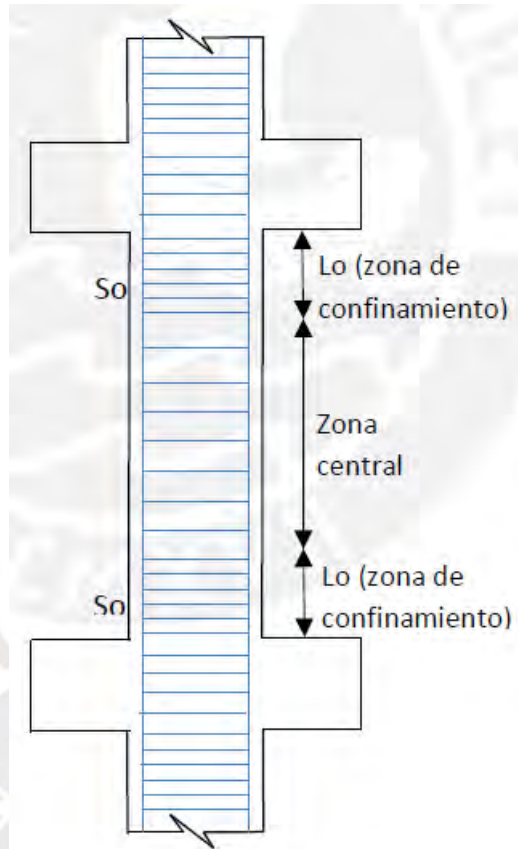


Figura 5.45 Requerimiento de estribos en columnas.

Fuente: Tesis Afuso Minoru.

La longitud (L_0) no debe ser menor que el que el mayor entre los siguientes puntos:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento (43 cm)
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento (40 cm)
- 50 cm

Por lo que al final el espaciamiento $S_o = 10$ cm y $L_0 = 50$ cm.

Para el espaciamiento de estribos en la zona central, fuera de L_0 , no será mayor al espaciamiento requerido por la fuerza cortante o 30 cm.

Finalmente, para la zonacentral debe cumplir con el artículo 21.4.5.4 de la norma E.060 la cual dice que debe cumplir con el artículo 7.10 de la misma norma la cual debe cumplir con los siguientes parámetros:

- El espaciamiento entre estribos no debe ser mayor a 16 veces el diámetro de las barras longitudinales (30.56 cm)
- El espaciamiento entre estribos no debe ser mayor a 48 veces el diámetro de los estribos (45.6 cm)

- El espaciamiento no debe ser mayor a la menor dimensión de la sección (40 cm)

Diseño por capacidad:

Para el diseño por capacidad se realizaron los siguientes cálculos:

- Tomar el P_u que de el mayor M_n en el diagrama de iteraciones y calcular el valor de la cortante con este M_n mediante la siguiente fórmula.

$$V_u = \frac{2 * M_n}{h} = \frac{2 * 21.1}{2.6} = 16.23 \text{ ton}$$

- Tomar el mayor valor de la envolvente de capacidad del programa etabs el cual es

$$V_u = 5.06 \text{ ton}$$

- Delos dos anteriores se toma el menor valor, por lo que se obtiene

$$V_u = 5.06 \text{ ton}$$

- Finalmente se toma el máximo valor de cortante entretodas las combinaciones de carga el cual es

$$V_u = 4.95 \text{ ton}$$

- De estos 2 últimos se toma el mayor, por lo que el valor final es

$$V_u = 5.06 \text{ ton}$$

- Con este último valor se calculanlos valores de V_c y V_s con las siguientes fórmulas:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g}\right) * b * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{122.96}{140 * 40 * 40}\right) * 40 * 34 = 10.45 \text{ ton}$$

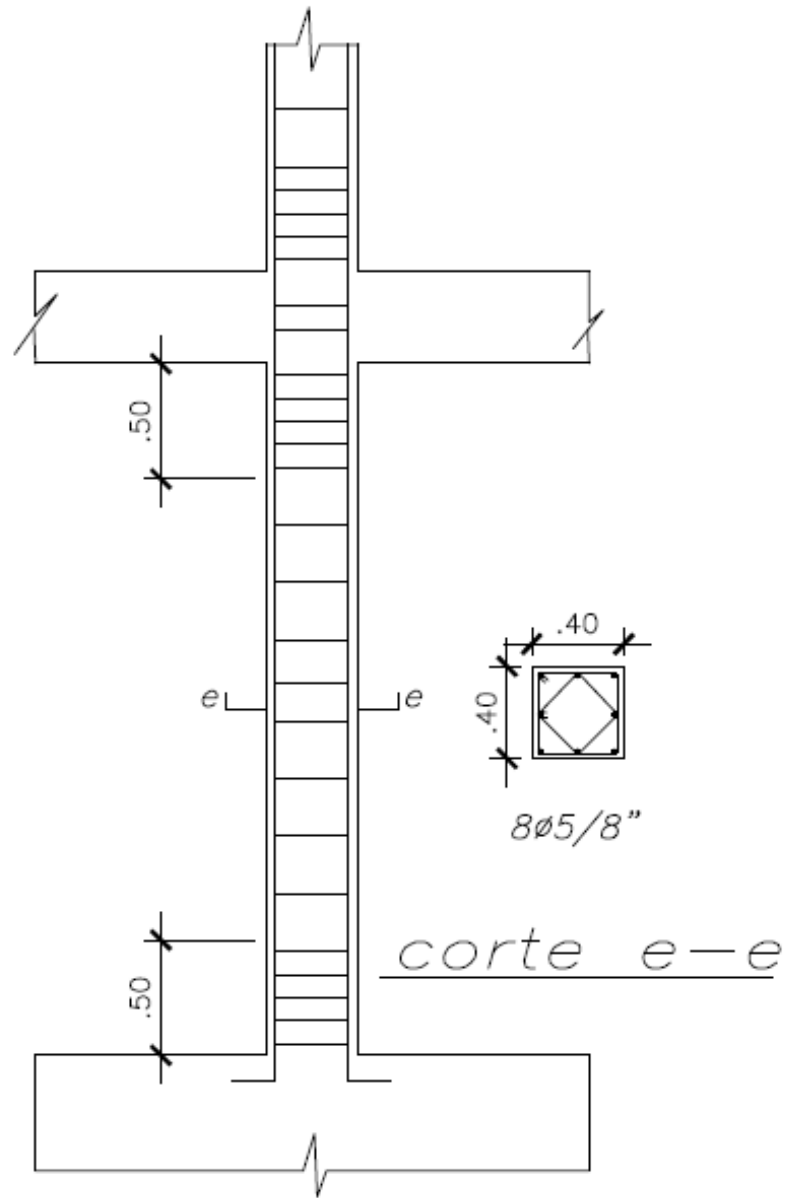
$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{5.06}{0.85} - 10.45 = -4.5 \text{ ton}$$

El valor de V_s sale negativo por lo que se toma el espaciamientos máximo de estribos de 25 cm.

Para la zona del nudo se coloca estribos cada 15 cm de acuerdo al artículo 21.4.5.5 de la norma E.060.

A continuación se presenta una imagen de la columna y su armadura.



Columna C-4
 $\#3/8\phi: 1@.05, 4@.10, Rto@.25$

Figura 5.46 Distribución de acero y estribos de columna C-4.

5.3.4. Diseño de Placas:

Las placas son elementos que resisten la mayor cantidad o porcentaje de fuerza sísmica, esto producto de la elevada rigidez que estas poseen. Las placas son usadas en la mayoría de los casos para producir una mayor seguridad estructural y minimizar los daños en los elementos no estructurales al disminuir los desplazamientos de entrepiso causado por las fuerzas laterales generadas en eventos sísmicos.

Para el diseño de placas se coloca núcleos en los extremos de la placa y acero repartido a lo largo del cuerpo de la placa. Los núcleos de las placas deben estar confinados para brindarle ductilidad y soportar los grandes esfuerzos que estos toman.

Para el acero longitudinal, el diagrama de iteraciones para una cuantía del 1.5% en los núcleos, el cual nos da unas áreas de acero de 11.25 cm^2 con una armadura de 6 varillas de 5/8", esto da un área de acero de 12 cm^2 .

Como se muestra en la siguiente tabla se muestra las cargas del primer nivel obtenidas del análisis en el programa ETABS.

Tabla 5.19 Cargas de la placa 9 obtenidas del análisis

Piso	Placa	Carga	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton*m)	My (ton*m)
1	P9	Muerta	-184.12	-0.94	-0.69	1.99	5.74
1	P9	Viva	-30.38	-0.18	-0.11	0.49	1.11
1	P9	Sismo X	27.05	27.26	25.63	174.65	231.43
1	P9	Sismo Y	59.48	22.15	52.15	134.72	466.50

En la siguiente tabla se presenta las combinaciones de carga de la placa 9 para el primer nivel.

Tabla 5.20 Combinaciones de carga de la placa 9

	P (ton)	Mx (ton*m)	My (ton*m)
1.4CM+1.7CV	309.42	3.61	9.93
Sismo X-X			
1.25*(CM+CV)+CSx	295.19	177.74	239.99
1.25*(CM+CV)-CSx	241.08	-171.56	-222.86
0.9CM+CSx	192.77	176.44	236.59
0.9CM-CSx	138.66	-172.86	-226.26
Sismo Y-Y			
1.25*(CM+CV)+CSy	327.61	137.82	475.06
1.25*(CM+CV)-CSy	208.66	-131.63	-457.93
0.9CM+CSy	225.19	136.51	471.66
0.9CM-CSy	106.24	-132.93	-461.33

A continuación, se presenta los diagramas de iteración para cada eje, con los valores de las tablas anteriores.

EJE X					
Con phi					
P (ton)	M2 (ton*m)	M3 (ton*m)	P (ton)	M2 (ton*m)	M3 (ton*m)
1714.6171	-0.9093	-52.6261	1714.6171	-0.9093	-52.6261
1551.8714	-0.2869	322.6967	1714.6171	-0.7822	-230.1257
1225.2465	-0.1993	501.8916	1714.6171	-0.7697	-332.8932
1100.5902	-0.0977	554.9216	1714.6171	-0.746	-426.1334
967.6702	0.0242	598.9654	1669.1419	-0.7195	-507.9307
824.4059	0.1746	634.8872	1558.6422	-0.6861	-579.5959
666.6296	0.3645	664.0087	1441.48	-0.6587	-642.1938
489.8293	0.609	689.6224	1316.5124	-0.6246	-697.2255
372.148	0.6791	735.5182	1300.6009	-0.6353	-785.3872
278.0705	0.7384	761.1807	1276.7356	-0.7229	-854.8048
158.2906	0.8405	735.5342	1252.8704	-0.8105	-924.2223
18.4598	0.8865	632.3817	1083.6371	-0.8492	-877.4513
-131.6048	0.9701	498.1436	878.0021	-0.9299	-792.9752
-304.4409	1.0679	319.6941	293.7271	-0.2528	-478.0396
-516.3343	1.2207	70.6517	-516.3343	1.2207	70.6517
Sin phi					
P (ton)	M2 (ton*m)	M3 (ton*m)	P (ton)	M2 (ton*m)	M3 (ton*m)
2449.4531	-1.299	-75.1801	2449.4531	-1.299	-75.1801
2216.9591	-0.4098	460.9952	2449.4531	-1.1175	-328.7511
1750.3521	-0.2847	716.988	2449.4531	-1.0995	-475.5618
1572.2717	-0.1396	792.7452	2449.4531	-1.0658	-608.762
1382.386	0.0345	855.6648	2384.4885	-1.0279	-725.6153
1177.7227	0.2494	906.9816	2226.6318	-0.9801	-827.9941
952.3279	0.5207	948.5839	2059.2572	-0.9411	-917.4197
699.7562	0.87	985.1748	1880.732	-0.8923	-996.0364
491.1892	0.8963	970.7926	1716.6316	-0.8385	-1036.6136
331.6866	0.8807	907.9478	1557.006	-0.8417	-1044.0633
175.8785	0.9339	817.2603	1392.0782	-0.9006	-1026.9136
20.5108	0.985	702.6463	1204.0412	-0.9435	-974.9459
-146.2276	1.0779	553.4929	975.5579	-1.0332	-881.0836
-338.2677	1.1865	355.2156	326.3635	-0.2809	-531.1551
-573.7048	1.3564	78.5018	-573.7048	1.3564	78.5018

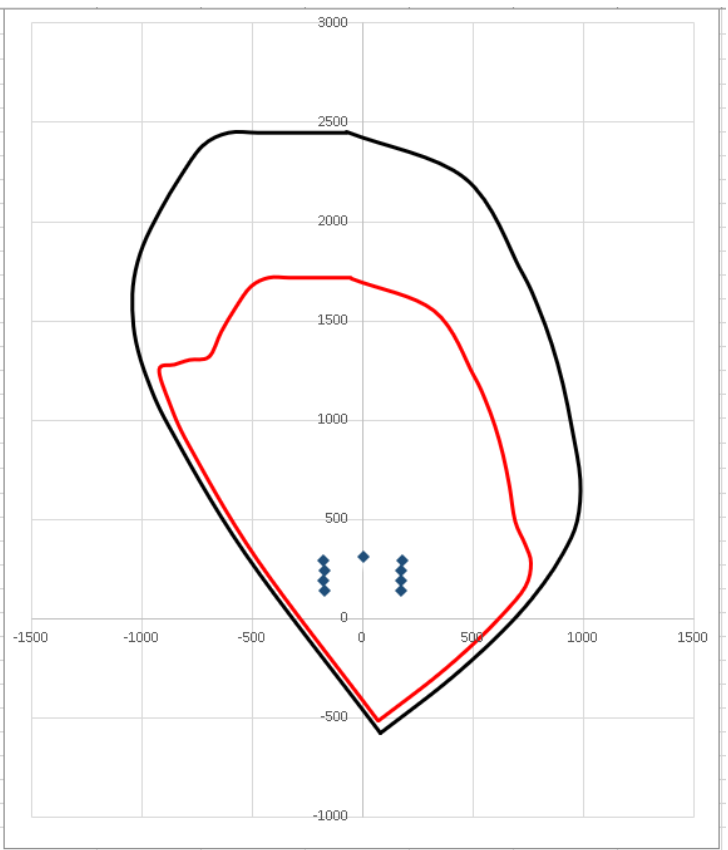


Figura 5.47 Diagrama de iteración de la placa PL-9 en el eje X.

EJE Y					
Con phi					
P (ton)	M2 (ton*m)	M3 (ton*m)	P (ton)	M2 (ton*m)	M3 (ton*m)
1714.6171	-0.9093	-52.6261	1714.6171	-0.9093	-52.6261
1613.8256	498.1574	-133.4052	1614.395	-498.7674	-133.6317
1333.181	734.937	-182.2368	1333.4687	-735.6052	-182.296
1261.5541	786.8682	-149.4483	1262.6456	-786.9302	-150.0068
1184.9059	835.7899	-116.0272	1185.5626	-835.9567	-116.3043
1101.2774	883.288	-81.6036	1102.0139	-883.2174	-81.9186
1007.6822	931.147	-45.594	1008.6138	-930.8402	-46.0182
900.0948	982.4042	-7.5331	901.5612	-981.9558	-8.275
886.6483	1080.7286	36.7028	888.1448	-1080.7432	35.4982
860.3924	1116.9105	87.9718	862.4013	-1117.5737	86.6909
834.1366	1153.0924	139.2408	836.6577	-1154.4043	137.8836
807.8807	1189.2743	190.5098	810.9142	-1191.2348	189.0763
690.4075	1107.1097	246.2396	695.6697	-1109.9781	243.8064
218.3217	713.9282	200.3684	220.1048	-713.4731	201.3794
-516.3343	1.2207	70.6517	-516.3343	1.2207	70.6517
Sin phi					
P (ton)	M2 (ton*m)	M3 (ton*m)	P (ton)	M2 (ton*m)	M3 (ton*m)
2449.4531	-1.299	-75.1801	2449.4531	-1.299	-75.1801
2305.4651	711.6535	-190.5788	2306.2785	-712.5249	-190.9025
1904.5443	1049.91	-260.3383	1904.9553	-1050.8646	-260.4229
1802.2201	1124.0975	-213.4976	1803.7795	-1124.186	-214.2954
1692.7227	1193.9856	-165.7532	1693.6609	-1194.2238	-166.149
1573.2534	1261.84	-116.5766	1574.3055	-1261.7391	-117.0266
1439.546	1330.21	-65.1343	1440.8769	-1329.7717	-65.7403
1285.8497	1403.4346	-10.7615	1287.9446	-1402.7939	-11.8215
1170.2656	1426.4275	48.4432	1172.2408	-1426.4467	46.8532
1085.0759	1410.2645	102.2557	1086.2541	-1411.5051	101.1639
999.1767	1378.3712	156.5248	1000.9417	-1379.8232	155.0545
897.6453	1321.4159	211.6776	901.0157	-1323.5942	210.0847
767.1195	1230.1218	273.5996	772.9663	-1233.309	270.896
242.5797	793.2535	222.6315	244.5609	-792.7479	223.7549
-573.7048	1.3564	78.5018	-573.7048	1.3564	78.5018

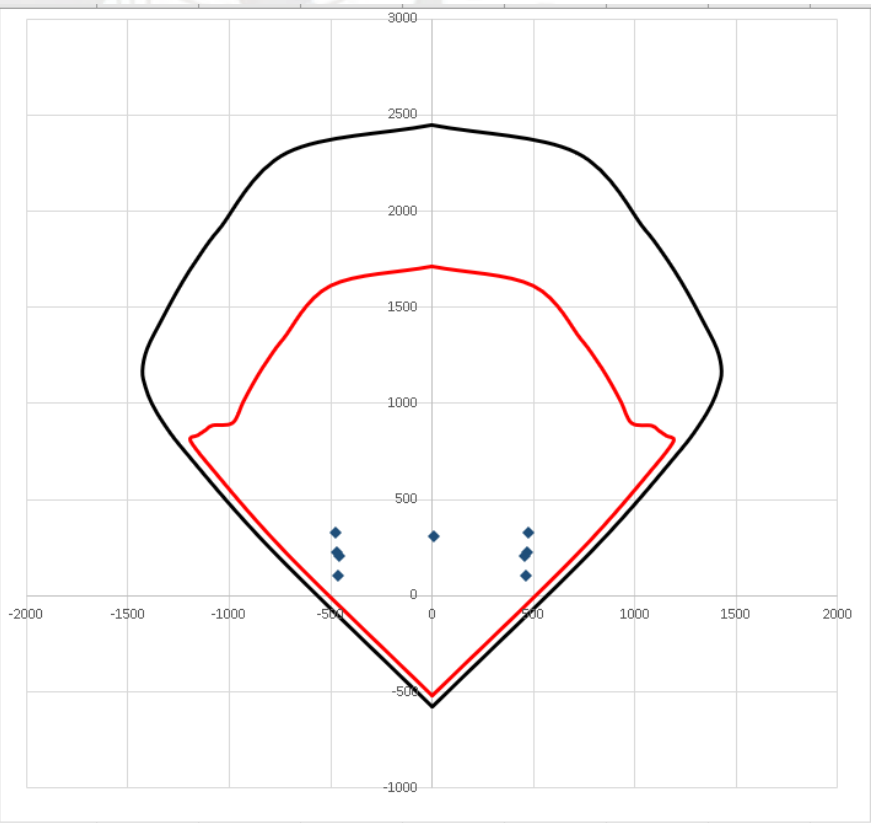


Figura 5.48 Diagrama de iteración de la placa PL-9 en el eje Y.

Refuerzo mínimo horizontal y vertical:

La norma, respecto al diseño por cortante y al cálculo de la malla horizontal y vertical, indica una cuantía mínima para las mallas tanto horizontal como vertical, la cual se indica en la siguiente tabla.

Tabla 5.21 Combinaciones de fuerza cortante en la placa PL-9

Condición	ρ horizontal mínima	ρ vertical mínima
$V_u > \phi V_c$	0.0025	0.0025
$\frac{\phi V_c}{2} \leq V_u \leq \phi V_c$	0.0025	0.0020
$V_u < \frac{\phi V_c}{2}$	0.0020	0.0015

Donde V_u es la cortante última obtenida del análisis y ϕV_c está dada por la siguiente fórmula:

$$\phi V_c = \phi * \alpha * \sqrt{f'c} * t * d$$

Para la formula anterior se usará un ϕ de 0.85, el valor de α es 0.53, ya que $Hm/Lm=8.79$, el espesor t es de 0.25 cm y el peralte efectivo d está dado por la siguiente fórmula.

$$d = 0.8 * L_m = 0.8 * 4.3 = 3.44 \text{ m}$$

Finalmente, se presenta una tabla con los valores obtenido para ambas direcciones.

Tabla 5.22 Cuantía mínima vertical y horizontal en la placa PL-9

	Eje X	Eje Y
V_u	28.65	53.14
ϕV_c	56.14	27.42
ρ mínimo vertical	0.0020	0.0025
ρ mínimo horizontal	0.0025	0.0025

Con la cuantía vertical y horizontal mínima se calcula el acero mínimo la cual se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 5.23 Acero mínimo vertical y horizontal para la placa PL-9

Eje X		
Cuantía	mínimo horizontal	mínimo vertical
ρ	0.0025	0.0020
A_s (cm^2)	6.25	5
Diámetro de varilla	3/8''	3/8''
S (cm)	20	25
Colocación	3/8''@0.20m	3/8''@0.25m

Eje y		
Cuantía	ρ mínimo horizontal	ρ mínimo vertical
ρ	0.0025	0.0025
A_s (cm^2)	6.25	6.25
Diámetro de varilla	3/8''	3/8''
S (cm)	20	20
Colocación	3/8''@0.20m	3/8''@0.20m

- **Diseño por capacidad:**

De acuerdo a la norma E.060, la disposición del diseño por capacidad se puede limitar a una altura medida desde la base, la cual debe ser el mayor valor de las siguientes disposiciones.

- L_m (4.3m)
- $\frac{M_u}{4*V_u}$ (1.83m)
- Los 2 primeros pisos (5.8m)

Por lo tanto, la altura a la que se limitará el diseño por capacidad será a los 2 primeros pisos de la estructura.

Ahora, como se menciona en la norma, se realizará una amplificación de las cortante última mediante la siguiente formula.

$$V_{uc} = V_{ua} * \frac{M_n}{M_u}$$

Donde, V_{uc} es la cortante última por capacidad, V_{ua} es el cortante último de análisis, M_n momento nominal resistente del muro y M_u momento último de análisis.

A continuación, se presenta una tabla con los valores de las cortantes últimas por capacidad para ambos ejes.

Tabla 5.24 Cortante última por capacidad.

	Eje X	Eje Y
V_{ua}	28.65	53.14
M_{ua}	177.74	475.06
M_n	525.93	457.62
V_{uc}	84.79	58.98

Como en el eje Y el cociente entre M_n y M_{ua} es menos a 1.11 se utiliza ese factor para calcular V_{uc} .

Ahora con este nuevo valor de cortante observamos que en el eje Y no varía la cuantía mínima, sin embargo, en el eje X la cuantía mínima varía, ya que $V_{uc} > \phi V_c$, por lo tanto $\rho_h = 0.0025$ y $\rho_v = 0.0025$.

Luego de calcular las cuantías mínimas, se calcula la cuantía requerida por las cortantes por capacidad calculadas. Para esto se utilizarán las siguientes fórmulas.

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

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} * f_y}$$

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

A continuación, se presenta la tabla con los valores de las cuantías requeridas por las cortantes por capacidad.

Tabla 5.25 Cuantía requerida por capacidad.

	Eje X	Eje Y
V_{uc}	84.79	58.98
V_c	66.05	32.26
V_s	33.70	37.13
ρ_h	0.00093	0.0021
ρ_v	0.0041	0.0039

Como se puede observar en la tabla en el eje X la cuantía vertical requerida es mayor a la cuantía mínima y en el eje Y la cuantía vertical requerida es mayor a la cuantía mínima, por lo que se calculará la malla con estas nuevas cuantías requeridas

Tabla 5.26 Acero vertical y horizontal de la placa 9.

Eje X		
Cuantía	Requerido horizontal	Requerido vertical
ρ	0.0025	0.0041
$A_s (cm^2)$	6.25	10.25
Diámetro de varilla	3/8''	1/2''
S (cm)	20	25
Colocación	3/8''@0.20m	1/2''@0.25m
Eje y		
Cuantía	Requerido horizontal	Requerido vertical
ρ	0.0025	0.0039
$A_s (cm^2)$	6.25	9.75
Diámetro de varilla	3/8''	1/2''
S (cm)	20	25
Colocación	3/8''@0.20m	1/2''@0.25m

Luego de cumplir con la altura limitada de 2 pisos se utilizará un valor de cortante último igual al análisis inicial, por lo que con este nuevo valor se obtendrán los siguientes resultados.

Tabla 5.27 Cuantía requerida por cortante última.

	Eje X	Eje Y
V_u	28.65	53.14
V_c	66.05	32.26
V_s	-32.34	30.26
ρ_h	0.0025	0.0025
ρ_v	0.0020	0.0025

Finalmente, con las cuantías halladas se colocarán las siguientes mallas de hacer, tanto vertical como horizontal.

Tabla 5.28 Cuantía requerida por cortante última.

Eje X		
Cuantía	mínimo horizontal	mínimo vertical
ρ	0.0025	0.0020
A_s (cm^2)	6.25	5
Diámetro de varilla	3/8''	3/8''
S (cm)	20	25
Colocación	3/8''@0.20m	3/8''@0.25m
Eje y		
Cuantía	ρ mínimo horizontal	ρ mínimo vertical
ρ	0.0025	0.0025
A_s (cm^2)	6.25	6.25
Diámetro de varilla	3/8''	3/8''
S (cm)	20	20
Colocación	3/8''@0.20m	3/8''@0.20m

Finalmente, verificamos el valor de la cortante nominal y si cumple con lo mencionado en la norma, de acuerdo a las siguientes ecuaciones.

$$\phi V_{n1} = \phi * 2.63 * \sqrt{f'c} * t * d$$

$$V_{n2} = V_c + V_s$$

$$V_{n1} > V_{n2}$$

Por lo tanto, los resultados finales se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 5.29 Cortante nominal.

	Eje X	Eje Y
ϕV_{n1}	278.6	136.06
V_{n1}	327.77	160.10
V_c	66.05	32.26
V_s	33.70	37.13
V_{n2}	99.75	69.39
$V_{n1} > V_{n2}$	Cumple	Cumple

Estribos en el núcleo

El espaciamiento de estribos se calcula de acuerdo a lo mencionado a la norma. La norma E.060 señala en el artículo 21.9.7.6 que el espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento no debe ser mayor al menor de los siguientes valores:

- 10 veces el diámetro de la menor barra longitudinal (15.9 cm)
- Menor dimensión de la sección (25 cm)
- 25 cm

Por lo que finalmente se colocarán estribos cada $s = 15$ cm.

Para hallar el valor de “c” del bloque de compresiones se realizó el siguiente esquema.

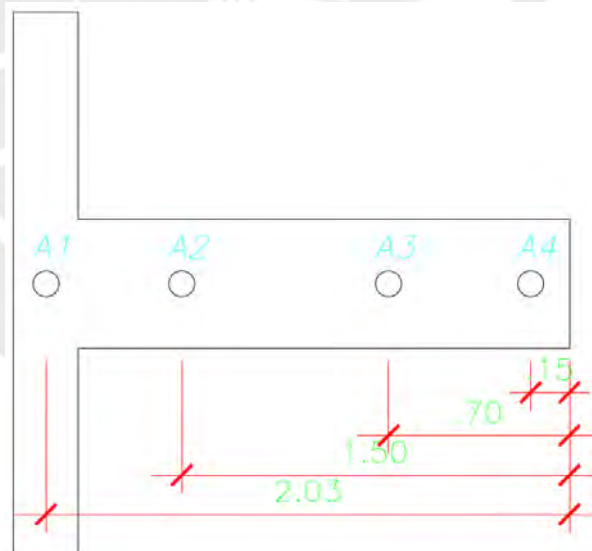


Figura 5.49 Esquema para hallar “c”.

Los valores de acero son los siguientes: $A_1 = 68.90 \text{ cm}^2$, $A_2 = 39.48 \text{ cm}^2$, $A_3 = 15.48 \text{ cm}^2$, $A_4 = 24 \text{ cm}^2$

Se realizó la ecuación de equilibrio ($C_c=T$) y con un proceso iterativo, para la carga axial de 309.42 ton y el momento que produce de 475.06 ton*m, se halló un valor de $c = 55.77$ cm.

Se realiza la verificación de esfuerzos a tracción en los extremos, con la siguiente ecuación.

$$\sigma = \left| \frac{P_u}{A_g} - \frac{M_u * C}{I_g} \right| \leq 2 * \sqrt{f'c}$$

$$\sigma = \left| \frac{327608}{14750} - \frac{475061.825 * 55.77}{101072916.67} \right| \leq 2 * \sqrt{210}$$

$$\sigma = 21.95 \leq 28.98 \leftarrow \text{Cumple}$$

Finalmente, la norma E.060 menciona que, en las zonas de compresión, los elementos de borde deben ser confinados cuando se cumpla la siguiente relación.

$$C \geq \frac{L_m}{600 * \left(\frac{\delta_u}{h_m}\right)}$$

De acuerdo al análisis realizado en el programa ETABS la relación $\frac{\delta_u}{h_m} = 0.0004$, sin embargo, según norma esta relación no puede ser menor a 0.005, por lo que se considerará este valor, el valor de c es 55.77 cm, reemplazando estos valores en la ecuación anterior tenemos que.

$$55.77 \geq \frac{430}{600 * 0.005} = 143.33$$

Se concluye que no hay necesidad de confinar, sin embargo, si se le realizará el confinamiento y la distancia de confinamiento será 1/10 de la longitud total del elemento.

Finalmente se muestra una imagen de la placa PL-9 con su respectiva armadura.

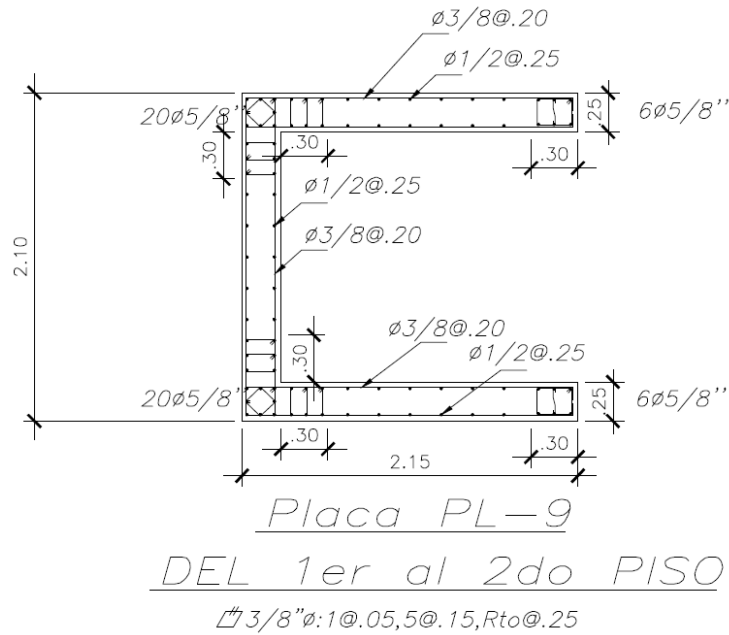


Figura 5.50 Distribución de acero y estribos de la placa PL-9.

5.3.5. Diseño de Cimentaciones:

Las cimentaciones se encuentran en la base de una estructura, estos elementos soportan toda la carga recibida de columnas y muros y las transmiten hacia el terreno. Es por esto que es muy importante la consideración de la capacidad portante del suelo, la cual debe ser mayor a la presión brindada por la estructura en general.

Para un eficiente diseño de la cimentación se debe realizar un buen estudio de mecánica de suelos, en el que se indica la cimentación que se debe usar en el tipo de terreno que se posee, la capacidad portante del suelo, su peso específico, su coeficiente de balasto, etc.

El estudio de mecánica de suelos realizada para este proyecto nos brinda los siguientes datos, capacidad portante del suelo 4.00 kg/cm^2 , el peso específico es de 1.8 ton/m^3 y la profundidad de cimentación será de $D_f = 1.2 \text{ m}$.

Existen varios tipos de cimentaciones, entre estos están, zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas, cimientos corridos y plateas de cimentación. En esta ocasión se emplearán 3 tipos de cimentación, zapatas aisladas, zapatas conectadas y las zapatas combinadas.

En este caso, como ejemplo, se diseñará la cimentación de la placa PL-5, en la siguiente tabla se muestran las reacciones de la mencionada placa en su base.

Tabla 5.30 Reacciones placa PL-5.

Piso	Placa	Combinación	Altura	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton*m)	My (ton*m)
1	PL-5	Muerta	Base	-100.86	-1.27	-1.39	-1.45	-7.15
1	PL-5	Viva	Base	-15.67	-0.28	-0.31	-0.32	-2.12
1	PL-5	Sismo X	Base	9.36	7.40	0.65	1.86	33.32
1	PL-5	Sismo Y	Base	41.39	41.39	0.69	1.95	291.89

Tabla 5.31 Reacciones placa C-02.

Piso	Col.	Combinación	Altura	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton*m)	My (ton*m)
1	C-02	Muerta	Base	-42.73	-0.76	-0.25	-0.26	-0.75
1	C-02	Viva	Base	-9.14	-0.17	-0.06	-0.06	-0.16
1	C-02	Sismo X	Base	3.68	0.20	0.25	0.47	0.40
1	C-02	Sismo Y	Base	21.58	0.14	1.28	2.40	0.30

De esta tabla obtenemos las cargas por gravedad y las cargas sísmicas para el diseño de las cimentaciones, además tenemos que tener en cuenta que para el diseño de cimentaciones las cargas por sismo deben ser cargas en servicio, por lo que las cargas de la anterior tabla se deben reducir al 80%. A continuación, se muestra una tabla de cargas por gravedad y cargas por sismo.

Tabla 5.32 Cargas por Gravedad.

Cargas por gravedad PL-5			
P_d (ton)	100.86	P_l (ton)	15.67
$M_{d\ yy}$ (ton * m)	-7.15	$M_{d\ xx}$ (ton * m)	-1.45
$M_{l\ yy}$ (ton * m)	-2.12	$M_{l\ xx}$ (ton * m)	-0.32
Cargas por gravedad C-02			
P_d (ton)	42.73	P_l (ton)	9.14
$M_{d\ yy}$ (ton * m)	-0.75	$M_{d\ xx}$ (ton * m)	-0.26
$M_{l\ yy}$ (ton * m)	-0.16	$M_{l\ xx}$ (ton * m)	-0.06

Tabla 5.33 Cargas por Sismo.

Cargas por Sismo PL-5			
P_{sx} (ton)	7.48	P_{sy} (ton)	33.11
$M_{sx\ yy}$ (ton)	26.65	$M_{sy\ xx}$ (ton)	1.56
Cargas por Sismo C-02			
P_{sx} (ton)	2.94	P_{sy} (ton)	17.27
$M_{sx\ yy}$ (ton)	0.32	$M_{sy\ xx}$ (ton)	1.92

Ahora para el dimensionamiento en planta se halla un área inicial usando las cargas de gravedad y luego se verifica que el terreno pueda tomar los momentos que estas cargas producen. En la zapata de la placa excéntrica se aumenta un 90 % del esfuerzo admisible del suelo, debido a que no se toman en cuenta los momentos y 20 % del peso total, producto del peso de la zapata y el efecto de la excentricidad.

$$A_{zapata\ excéntrica} = \frac{(100.86 + 15.67) * 1.20}{(40 * 0.9)} = 3.89\ m^2$$

$$A_{zapata\ céntrica} = \frac{(42.73 + 9.14) * 1.05}{(40 * 0.9)} = 1.51\ m^2$$

Por lo tanto, la dimensión en planta de la zapata excéntrica PL-5 es de 4.16 m x 1 m y para la zapata céntrica C-02 es de 1.5 m x 1.25 m.

Tabla 5.34 Datos de Placa y Zapata.

Placa	
$D_x\ (m)$	0.25
$D_y\ (m)$	3.15
Zapata	
$L_x\ (m)$	1
$L_y\ (m)$	4.16
$h_{zapata}\ (m)$	0.6
$A\ (m^2)$	4.16
Columna	
$D_x\ (m)$	0.25
$D_y\ (m)$	0.5
Zapata	
$L_x\ (m)$	1.25
$L_y\ (m)$	1.5
$h_{zapata}\ (m)$	0.5
$A\ (m^2)$	1.875

Ahora con los datos anteriores, se realiza el cálculo de los esfuerzos sobre el terreno, tanto para cargas por gravedad como para cargas por sismo.

Para esto se utilizará un sistema simplificado con una viga rígida que conecta ambas zapatas, la de la placa excéntrica y la de la columna céntrica, la cual contrarresta el volteo provocada por la zapata excéntrica. De esta manera se calculan las reacciones y las presiones que estas ejercen sobre el suelo y de esta manera verificar si las dimensiones escogidas son las correctas.

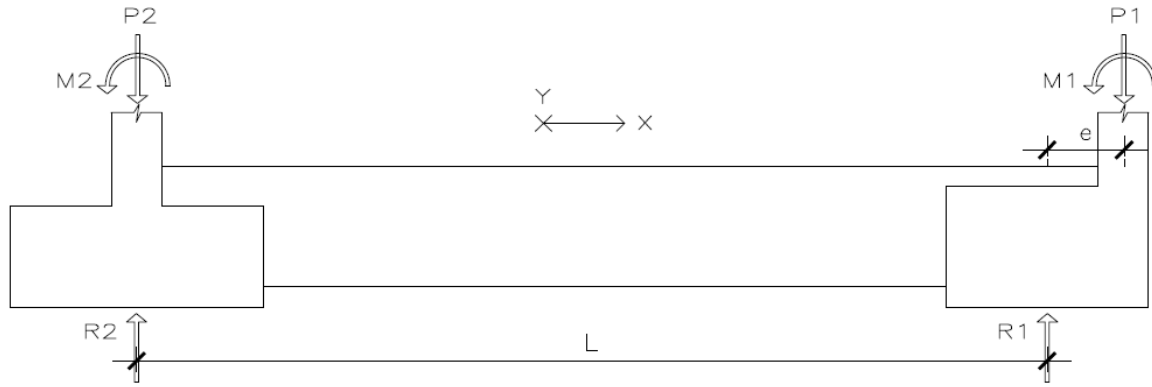


Figura 5.51 Sistema simplificado para calcular reacciones.

$$e = \frac{1 - 0.25}{2} = 0.375 \text{ m}$$

$$L = 4.475$$

Primero calculamos los esfuerzos producidos únicamente por las cargas de gravedad.

$$P_1 = \frac{100.86 + 15.67}{2} = 58.27 \text{ ton}$$

$$P_2 = 42.73 + 9.14 = 51.87 \text{ ton}$$

Realizando ecuaciones de equilibrio y tomando momentos respecto a R1, tenemos lo siguiente.

$$R_2 * L = (P_2 * L) - (P_1 * e) - (M_{dxx1} + M_{lxx1}) - (M_{dxx2} + M_{lxx2})$$

$$R_2 = 47.45 \text{ ton}$$

$$\sigma_2 = \frac{R_2 * 1.05}{B * L} = 26.57 \text{ ton/m}^2$$

$$\sum \text{Fuerzas verticales} = 0 \rightarrow R_1 = P_1 + P_2 - R_2$$

$$R_1 = 62.68 \text{ ton}$$

$$\sigma_1 = \frac{R_1 * 1.05}{B * L} = 31.64 \text{ ton/m}^2$$

Ahora se realiza la verificación, pero con sismo en X.

$$P_1 = \frac{100.86 + 15.67 + 7.48}{2} = 62.01 \text{ ton}$$

$$P_2 = 42.73 + 9.14 + 2.94 = 54.81 \text{ ton}$$

Realizando ecuaciones de equilibrio y tomando momentos respecto a R1, tenemos lo siguiente.

$$R_2 * L = (P_2 * L) - (P_1 * e) - (M_{dxx1} + M_{lxx1} + M_{syxx1}) - (M_{dxx2} + M_{lxx2} + M_{syxx2})$$

$$R_2 = 49.31 \text{ ton}$$

$$\sigma_2 = \frac{R_2 * 1.05}{B * L} = 27.61 \text{ ton/m}^2$$

$$\sum \text{Fuerzas verticales} = 0 \rightarrow R_1 = P_1 + P_2 - R_2$$

$$R_1 = 67.52 \text{ ton}$$

$$\sigma_1 = \frac{R_1 * 1.05}{B * L} = 34.08 \text{ ton/m}^2$$

Ahora se realiza la verificación, pero con sismo en X.

$$P_1 = \frac{100.86 + 15.67 + 33.11}{2} = 74.82 \text{ ton}$$

$$P_2 = 42.73 + 9.14 + 17.27 = 69.14 \text{ ton}$$

$$\sigma_1 = \frac{P_1 * 1.05}{B * L} + \frac{6 * (M_{dyy1} + M_{lyy1})}{B * L^2} + \frac{6 * (M_{dxx1} + M_{lxx1} + M_{syxx1})}{L * B^2}$$

$$\sigma_1 = 10.65 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{P_2 * 1.05}{B * L} + \frac{6 * (M_{dyy2} + M_{lyy2})}{B * L^2} + \frac{6 * (M_{dxx2} + M_{lxx2} + M_{syxx2})}{L * B^2}$$

$$\sigma_2 = 36.52 \text{ ton/m}^2$$

Tabla 5.35 Esfuerzos sobre terreno para cargas por gravedad.

Esfuerzo		$\sigma_x \leq q_{adm}$ y $\sigma_y \leq q_{adm}$
σ_1	31.64	Cumple
σ_2	26.57	Cumple

Tabla 5.36 Esfuerzos sobre terreno para cargas por sismo.

Sismo	Esfuerzo		$\sigma_x \leq 1.3 * q_{adm}$ y $\sigma_y \leq 1.3 * q_{adm}$
Sismo X	σ_1	34.08	Cumple
	σ_2	27.61	Cumple
Sismo Y	σ_1	10.65	Cumple
	σ_2	36.52	Cumple

Ahora se calcula el esfuerzo último sobre el suelo, esto quiere decir que deberíamos repetir todos los cálculos anteriores, amplificando las cargas y momentos según las combinaciones de diseño y así obtener la presión última, sin embargo, este procedimiento se puede simplificar si amplificamos directamente los esfuerzos obtenidos, multiplicándolos por un coeficiente intermedio aproximado el cual se muestra a continuación.

$$\text{Por cargas de gravedad: } \sigma_u = 1.6 * \text{Max}(\sigma_x; \sigma_y)$$

$$\text{Por cargas de sismo: } \sigma_u = 1.25 * \text{Max}(\sigma_x; \sigma_y)$$

En la siguiente tabla se muestra los esfuerzos últimos sobre el suelo, utilizando el método simplificado que se muestra anteriormente.

Tabla 5.37 Esfuerzos sobre terreno últimos.

Esfuerzo		
Cargas por Gravedad		
	σ_1	50.63
	σ_2	42.52
Cargas por Sismo		
Sismo X	σ_1	42.60
	σ_2	34.52
Sismo Y	σ_1	13.32
	σ_2	45.65
	$\sigma_{ult\ max\ 1}$	50.63
	$\sigma_{ult\ max\ 2}$	45.65

- **Verificación por punzonamiento:**

La falla por punzonamiento se hace presente, generalmente, a una distancia de $d/2$ de la cara de la placa o columna. Para la verificación de punzonamiento se hará uso de las siguientes ecuaciones.

$$\phi V_c = 0.85 * (1.06 * \sqrt{f'c} * b_0 * d)$$

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

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

$$V_u = \sigma_u * (A_{total} - A_0)$$

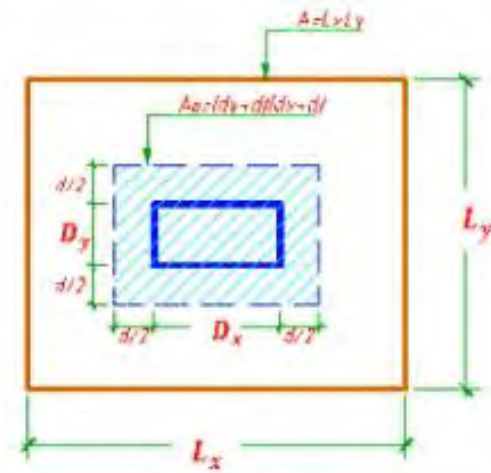


Figura 5.52 Área de punzonamiento.

Donde el valor de V_c es el menor de las expresiones anteriores, $A_0 = (D_x + d) * (D_y + d)$, b_0 es el perímetro de la sección crítica $b_0 = 4 * d + 2 * (D_x + D_y)$, β es la relación entre la dimensión larga y corta y α varía de acuerdo a la posición de la columna o placa, 40 para placa interna, 30 para placa de borde y 20 para placa de esquina.

Para que cumpla con la verificación, se debe cumplir que $\phi V_c > V_u$, en la siguiente tabla se muestra la verificación por punzonamiento, utilizando las ecuaciones anteriores.

Tabla 5.38 Verificación por punzonamiento.

Zapata Excéntrica		Zapata Céntrica	
$\sigma_{ult max}$	50.63	$\sigma_{ult max}$	45.65
d (cm)	50	d (cm)	40
$A_0 (m^2)$	1.83	$A_0 (m^2)$	0.59
$b_0 (m)$	4.66	$b_0 (m)$	3.1
$V_u (ton)$	12.66	$V_u (ton)$	58.88
$\phi V_c (ton) 1$	304.22	$\phi V_c (ton) 1$	161.90
$\phi V_c (ton) 2$	176.18	$\phi V_c (ton) 2$	161.90
$\phi V_c (ton) 3$	404.41	$\phi V_c (ton) 3$	295.33
$\phi V_c (ton) final$	176.18	$\phi V_c (ton) final$	161.90
$\phi V_c > V_u$	Cumple	$\phi V_c > V_u$	Cumple

Se verifica que la zapata diseñada cumple por punzonamiento.

- **Verificación por corte:**

Para la verificación por corte se utilizarán las siguientes ecuaciones.

$$\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'c} * b * d)$$

$$V_u = \sigma_u * m * b$$

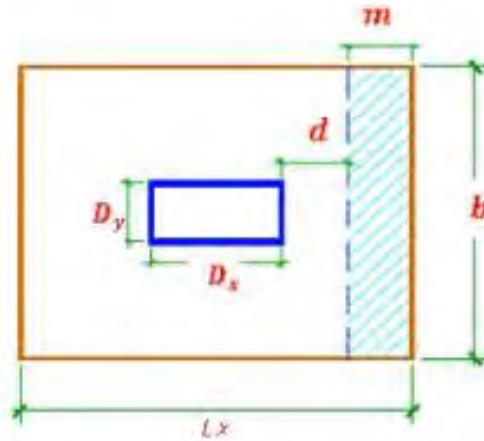


Figura 5.53 Área de corte.

Donde m es la longitud del volado quitándole el peralte efectivo. Para que cumpla con la verificación, se debe cumplir que $\phi V_c > V_u$, en la siguiente tabla se muestra la verificación por corte, utilizando las ecuaciones anteriores.

Tabla 5.39 Verificación por corte.

Zapata Excéntrica	V_u (ton)	26.33
	ϕV_c (ton)	67.90
	$\phi V_c > V_u$	Cumple
Zapata Céntrica	V_u (ton)	6.85
	ϕV_c (ton)	39.17
	$\phi V_c > V_u$	Cumple

Se verifica que la zapata diseñada cumple por corte por flexión.

- **Diseño por flexión:**

Para el diseño por flexión de una zapata se asume que actúa como una viga en volado, lo que significa que la parte inferior actúa como zona en tracción. Es por esto, que el acero se coloca en la parte inferior de la zapata.

Para el diseño por flexión se hará uso de las siguientes fórmulas.

$$M_{ux} = \frac{\sigma_u * L_y * L_{vx}^2}{2}$$

$$M_{uy} = \frac{\sigma_u * L_x * L_{vy}^2}{2}$$

En la siguiente tabla se muestra el diseño por flexión para la zapata de la placa PL-5.

Tabla 5.40 Diseño por flexión.

Zapata Excéntrica		Zapata Céntrica	
$M_{u\ xx}$ (ton * m)	14.24	$M_{u\ yy}$ (ton * m)	5.71
Recubrimiento (cm)	10	Recubrimiento (cm)	10
A_s (cm ²)	7.67	A_s (cm ²)	3.82
Acero colocado			
$A_{s\ min}\times 1m$ (cm ²)	10.8	$A_{s\ min}\times 1m$ (cm ²)	10.8
Varilla	3/4"	Varilla	3/4"
A_b (cm ²)	2.84	A_b (cm ²)	2.84
s (cm)	25	s (cm)	25

Para el acero mínimo se utilizó como referencia la siguiente imagen.

Espesor H	Área mínima (0.0018 bh)	Refuerzo corrido
0.60 m	10.8	$\phi 3/4'' @ .25$
0.70 m	12.6	$\phi 3/4'' @ .225$
0.80 m	14.4	$\phi 3/4'' @ .20$
0.90 m	16.2	$\phi 1'' @ .30$

Figura 5.54 Acero mínimo para cada espesor de zapata.

Finalmente se muestra una imagen de la zapata de la placa PL-5 con su respectiva armadura.

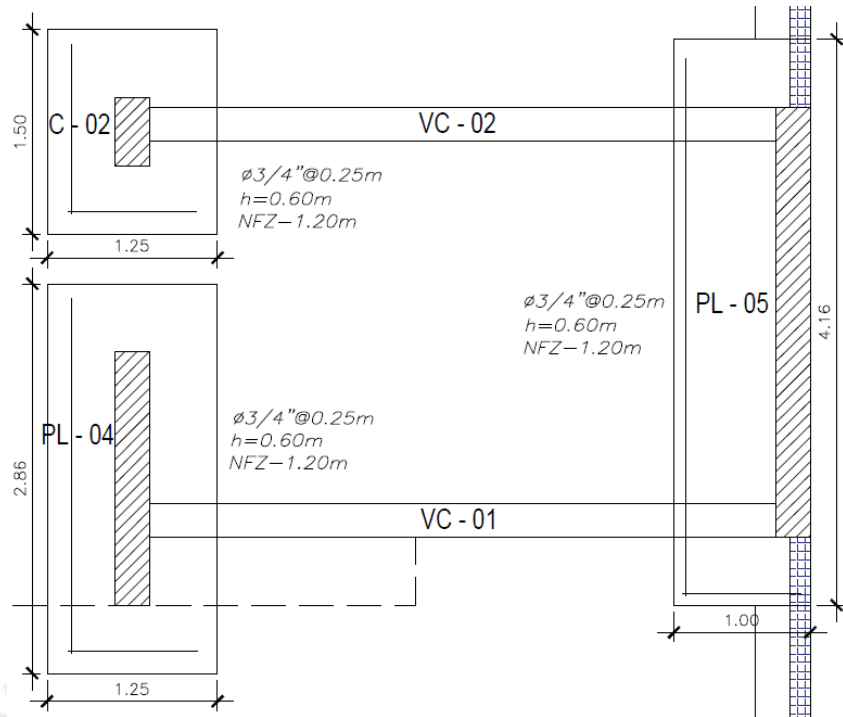


Figura 5.55 Distribución de acero zapata de placa PL-5.

• **Diseño de viga de cimentación:**

Con los esfuerzos últimos obtenidos de cada zapata, se calculan los momentos y las fuerzas últimas que actúan sobre la viga de cimentación.

$$q_1 = \sigma_{u1} * B_1 = 105.31 \text{ ton/m}$$

$$q_2 = \sigma_{u2} * B_2 = 68.47 \text{ ton/m}$$

A continuación, se muestra un esquema de las cargas sobre las zapatas.



Figura 5.56 Esquema de cargas.

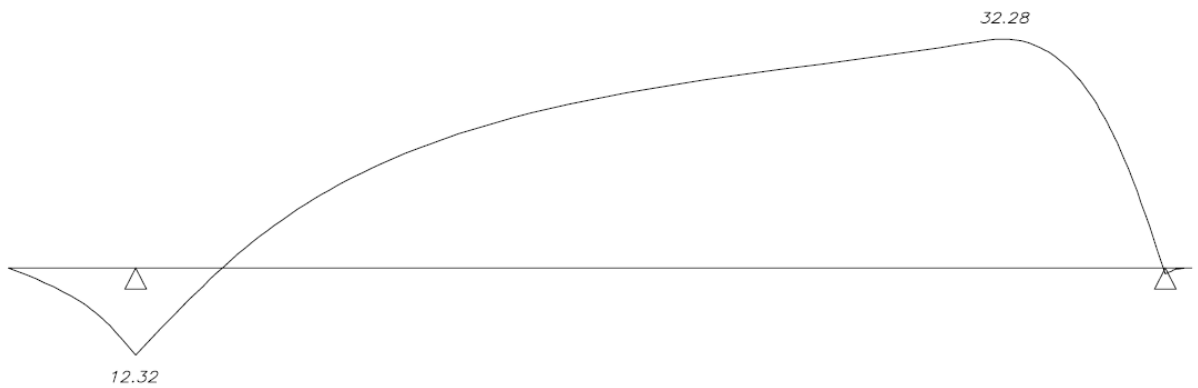


Figura 5.57 Diagrama de momentos.



Figura 5.58 Diagrama de fuerzas.

Para este diseño, se usarán los mismos criterios que se mencionan en el punto 5.2 del presente informe.

- **Diseño por Flexión:**

Del diagrama de momentos tenemos lo siguiente

$$M_u = 32.28 \text{ ton} * m \rightarrow A_s = 18.94 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se colocará 2Ø1'' corridos tanto en la parte superior como inferior de la viga de cimentación y 2 bastones de Ø1'' en la parte superior de la viga. Finalmente, en el alma de la viga se colocará 4Ø3/8''.

- **Diseño por Corte:**

Del diagrama de cortantes tenemos lo siguiente

$$V_u = 8.03 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 54 = 8.81 \text{ ton}$$

$$V_c = 10.37$$

Se puede apreciar que $\phi V_c > V_u$, por lo que la viga no necesita estribos, sin embargo, se colocarán estribos con la separación máxima y así evitar la fisuración, se colocará estribos $\phi 3/8'' @ 30\text{cm}$.

Finalmente se muestra una imagen de la placa PL-9 con su respectiva armadura.

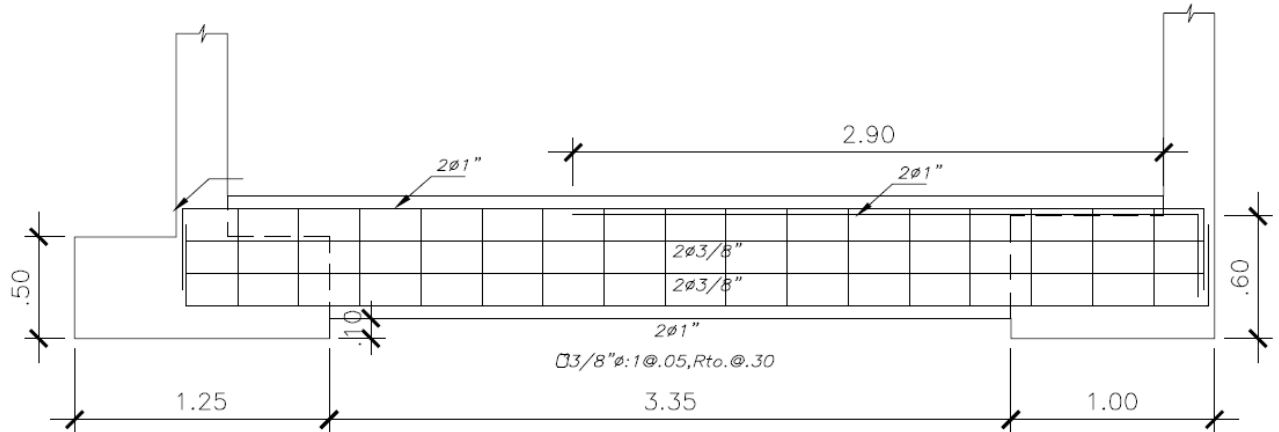


Figura 5.59 Armadura viga de cimentación VC-02.

5.3.6. Diseño de elementos secundarios:

5.3.6.1. Diseño de escaleras

Las escaleras son elementos estructurales que conectan un piso superior con otro inferior. Estos elementos poseen pasos, contrapasos, descansos y garganta.

Para el predimensionamiento de la garganta de la escalera se considera la siguiente fórmula, $l_n/30$, por lo que para una luz de 3.30 m se tendrá una garganta $g = 15 \text{ cm}$.

Para el cálculo del peso propio se utilizará la siguiente fórmula.

$$W_p = 2.4 * \left(\frac{C_p}{2} + g * \sqrt{1 + \left(\frac{C_p}{P} \right)^2} \right)$$

Donde, $C_p = 18 \text{ cm}$, $P = 25 \text{ cm}$, $g = 15 \text{ cm}$.

$$W_p = 2.4 * \left(\frac{0.18}{2} + 0.15 * \sqrt{1 + \left(\frac{0.18}{0.25} \right)^2} \right) = 0.66 \text{ ton/m}$$

A continuación, se presenta el metrado de la escalera. Para esto se calcula el área transversal de la escalera, tanto para el tramo recto como para el tramo inclinado.

$$A_{tr} = 0.15 * 1 = 0.15 \text{ m}^2$$

$$A_{ti} = \frac{(0.305 * 0.15) + \left(\frac{0.18 * 0.25}{2}\right)}{0.25} = 0.273 \text{ m}^2$$

Tabla 5.41 Metrado de cargas de escalera.

Carga Muerta Tramo Recto	
Peso Propio Escalera	0.66 ton/m
Peso Propio piso terminado	0.1 * 1 = 0.1 ton/m
Carga muerta total	0.36 + 0.1 = 0.76
Carga Muerta Tramo Inclinado	
Peso Propio Escalera	0.66 ton/m
Peso Propio piso terminado	0.1 * 1 = 0.1 ton/m
Carga muerta total	0.66 + 0.1 = 0.76
Carga Viva	
Peso Propio sobrecarga	0.2 * 1 = 0.2 ton/m
Carga viva total	0.2 ton/m
Carga Amplificada	
Tramo recto	1.4 * 0.76 + 1.7 * 0.2 = 1.344 ton/m
Tramo inclinado	1.4 * 0.76 + 1.7 * 0.2 = 1.344 ton/m

A continuación, se presenta una imagen de la carga distribuida sobre la escalera.

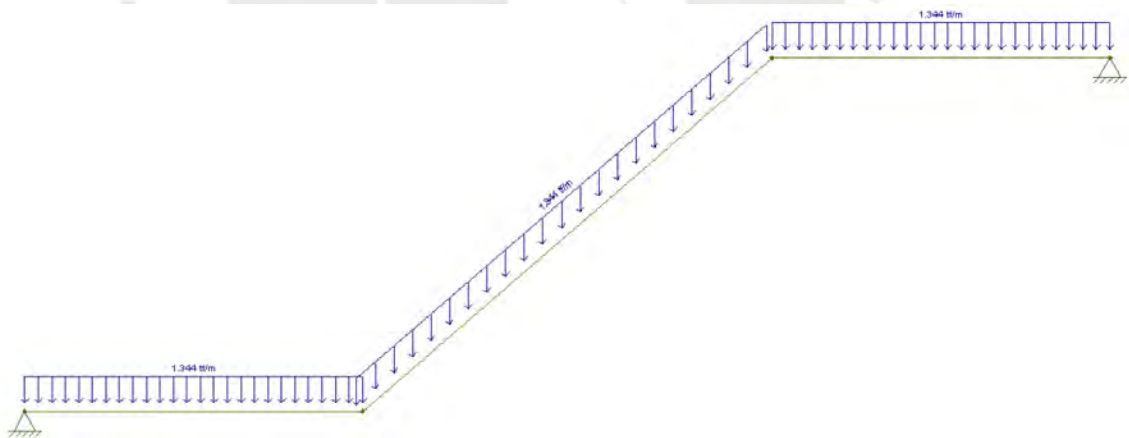


Figura 5.60 Carga distribuida sobre escalera.

- **Diseño por flexión:**

Con esta carga distribuida se obtienen los siguientes valores de momento que se muestran en la tabla.

Tabla 5.42 Momentos últimos en escalera.

M_u (ton*m)	0.96	1.01	0.96
M_n (ton*m)	1.067	1.12	1.067
a (cm)	0.51	0.54	0.51
c (cm)	0.6	0.64	0.6
A_s (cm ²)	2.16	2.28	2.16

La cuantía mínima para el acero en escaleras es la siguiente.

$$A_{s\ min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 15 = 2.7\ cm^2$$

Como el acero necesario es menor al acero mínimo, se colocará el acero mínimo.

Tabla 5.43 Momentos últimos en escalera.

$M_u(\text{ton}\cdot\text{m})$	0.96	1.01	0.96
$A_s(\text{cm}^2)$	2.16	2.28	2.16
$A_{s\ colc}(\text{cm}^2)$	$\emptyset\ 3/8 @25$	$\emptyset\ 3/8 @25$	$\emptyset\ 3/8 @25$
$A_s(\text{cm}^2)$	2.7	2.7	2.7

• **Diseño por corte:**

Similarmente al caso de las losas las escaleras no poseen estribos, por lo que toda la fuerza cortante la soporta el concreto. Con la siguiente fórmula se calculará la resistencia a cortante del elemento en cuestión.

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 12$$

$$\phi V_c = 7.835\ ton$$

En la siguiente tabla se muestra la cortante del tramo de la escalera analizada.

Tabla 5.44 Cortante último en escalera.

$V_u(\text{ton})$	1.66	1.86	1.66
$b_w(\text{m})$	1	1	1
$\phi V_c(\text{ton})$	7.835	7.835	7.835
Cumple	Sí	Sí	Sí

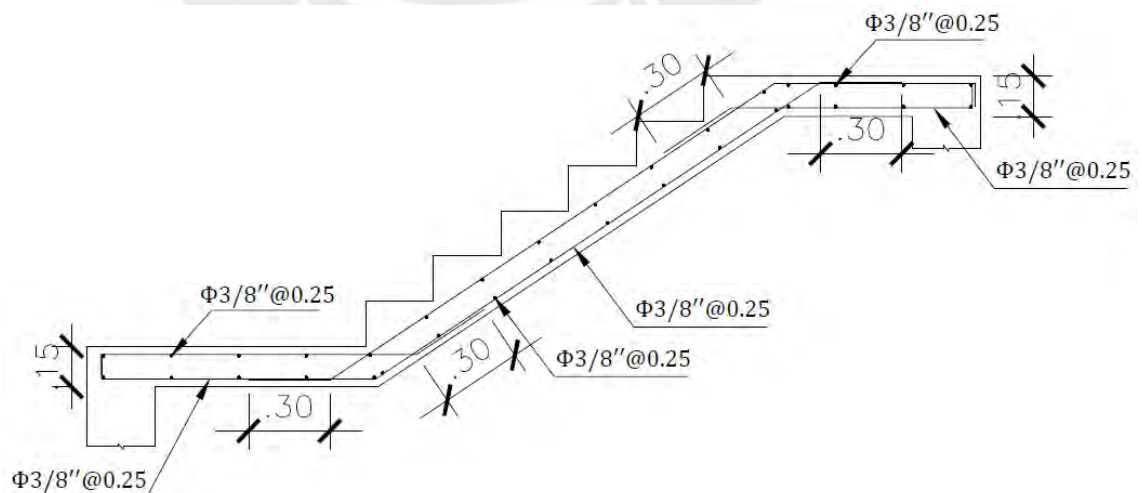


Figura 5.61 Distribución de acero en escalera.

5.3.6.2. Diseño de Zapata combinada:

Una zapata combinada es un elemento estructural en cual soporta más de un elemento sobre una misma base. Estas se utilizan cuando la separación entre elementos estructurales, como columnas o placas, es pequeña, de tal manera que si tuvieran zapatas aisladas estas estén superpuestas.

En este caso, como ejemplo, se diseñará la cimentación de la placa PL-8 y C-03, en la siguiente tabla se muestran las reacciones de los elementos mencionados en su base.

Tabla 5.45 Reacciones placa PL-8.

Piso	Placa	Combinación	Altura	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton*m)	My (ton*m)
1	PL-3	Muerta	Base	-66.04	-0.16	-0.38	-0.38	-0.20
1	PL-3	Viva	Base	-11.89	-0.06	-0.09	-0.09	-0.08
1	PL-3	Sismo X	Base	14.84	4.12	0.57	1.18	18.09
1	PL-3	Sismo Y	Base	31.69	8.76	0.74	1.50	39.10

Tabla 5.46 Reacciones columna C-03.

Piso	Col.	Combinación	Altura	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton*m)	My (ton*m)
1	C-03	Muerta	Base	-21.87	0.16	0.07	0.06	0.16
1	C-03	Viva	Base	-4.26	0.04	0.01	0.01	0.04
1	C-03	Sismo X	Base	18.89	0.82	0.47	0.61	1.86
1	C-03	Sismo Y	Base	19.99	0.75	0.74	1.05	1.59

De esta tabla obtenemos las cargas por gravedad y las cargas sísmicas para el diseño de las cimentaciones, además tenemos que tener en cuenta que para el diseño de cimentaciones las cargas por sismo deben ser cargas en servicio, por lo que las cargas de la anterior tabla se deben reducir al 80%. A continuación, se muestra una tabla de cargas por gravedad y cargas por sismo.

Tabla 5.47 Cargas por Gravedad Placa PL-8.

Cargas por gravedad			
P_d (ton)	66.04	P_l (ton)	11.89
M_{dyy} (ton * m)	-0.20	M_{dxx} (ton * m)	-0.38
M_{lyy} (ton * m)	-0.08	M_{lxx} (ton * m)	-0.09

Tabla 5.48 Cargas por Sismo Placa PL-8.

Cargas por Sismo			
P_{sx} (ton)	11.87	P_{sy} (ton)	25.36
M_{sxyy} (ton)	14.47	M_{syxx} (ton)	1.20

Tabla 5.49 Cargas por Gravedad Columna C-03.

Cargas por gravedad			
P_d (ton)	21.87	P_l (ton)	4.25
M_{dyy} (ton * m)	0.16	M_{dxx} (ton * m)	0.06
M_{lyy} (ton * m)	0.04	M_{lxx} (ton * m)	0.01

Tabla 5.50 Cargas por Sismo Columna C-03.

Cargas por Sismo			
P_{sx} (ton)	15.11	P_{sy} (ton)	15.99
M_{sxyy} (ton)	1.49	M_{syxx} (ton)	0.84

A continuación, se presenta una imagen de la zapata combina juntos con los centros de gravedad de la placa, la columna y la misma zapata, con el fin de mover las cargas tanto de la placa como el de la columna hacia el centro de gravedad de la zapata, para poder dimensionar y diseñar la zapata.

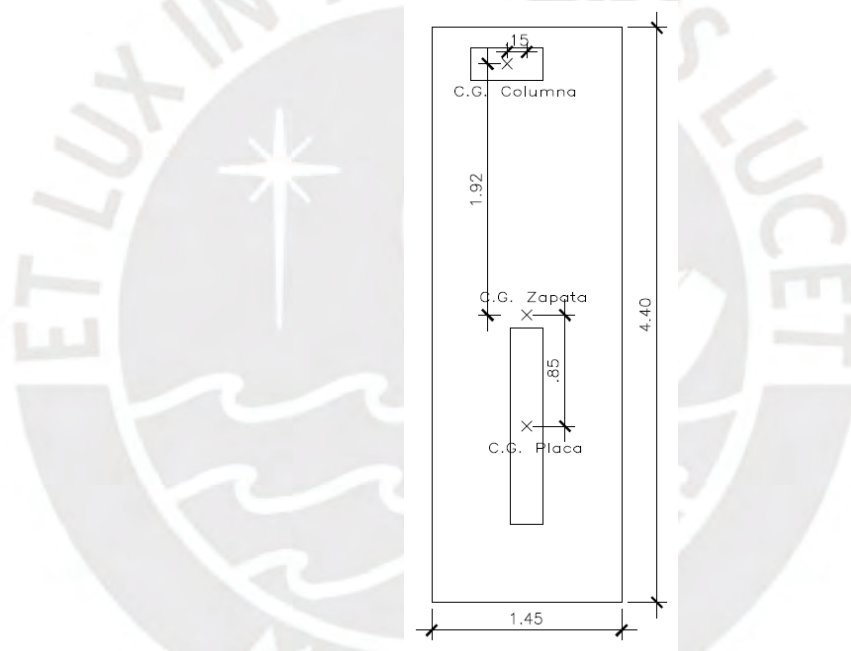


Figura 5.62 Centro de gravedad de placa, columna y zapata.

A continuación, se presenta la tabla con las nuevas cargas por gravedad y las cargas por sismo.

Tabla 5.51 Cargas por Gravedad.

Cargas por gravedad			
P_d (ton)	87.91	P_l (ton)	16.15
M_{dyy} (ton * m)	-3.32	M_{dxx} (ton * m)	13.83
M_{lyy} (ton * m)	-0.69	M_{lxx} (ton * m)	1.86

Tabla 5.52 Cargas por Sismo.

Cargas por Sismo			
P_{sx} (ton)	26.99	P_{sy} (ton)	41.35
M_{sxyy} (ton)	13.69	M_{syxx} (ton)	-7.12

Adicionalmente, para el cálculo de los esfuerzos se necesitan los siguientes datos: $Peso\ de\ zapata\ (P_z) = 2.4 * 6 * 0.60 = 9.19\ ton$, $I_{xx} = 10.29\ m^4$, $I_{yy} = 1.12\ m^4$, $C_x = 0.73\ m$ y $C_y = 2.2\ m$.

Ahora para el dimensionamiento en planta se realiza la verificación de los esfuerzos sobre el terreno, para lo cual se utilizarán las siguientes fórmulas.

- **Cargas de gravedad**

$$\sigma_x = \frac{P}{A} \pm \frac{M_{yy} * C_x}{I_{yy}}$$

$$\sigma_y = \frac{P}{A} \pm \frac{M_{xx} + C_y}{I_{xx}}$$

Donde, $P = P_D + P_L + P_z$, $M_{xx} = M_{dxx} + M_{lxx}$ y $M_{yy} = M_{dyy} + M_{lyy}$

Estas ecuaciones deben cumplir lo siguiente, de lo contrario se debe aumentar las dimensiones de la zapata.

$$\sigma_x \leq q_{adm} \text{ y } \sigma_y \leq q_{adm}$$

- **Cargas de sismo**

$$\sigma_x = \frac{P}{A} \pm \frac{M_{yy} * C_x}{I_{yy}}$$

$$\sigma_y = \frac{P}{A} \pm \frac{M_{xx} + C_y}{I_{xx}}$$

Donde, $P = P_D + P_L + P_z + P_{sx}$, $M_{xx} = M_{dxx} + M_{lxx} + M_{sxyy}$ y $M_{yy} = M_{dyy} + M_{lyy} + M_{syxx}$

Estas ecuaciones deben cumplir lo siguiente, en caso contrario se debe aumentar las dimensiones de la zapata.

$$\sigma_x \leq 1.3 * q_{adm} \text{ y } \sigma_y \leq 1.3 * q_{adm}$$

Ahora con los datos anteriores, se realiza el cálculo de los esfuerzos sobre el terreno, tanto para cargas por gravedad como para cargas por sismo.

Tabla 5.53 Esfuerzos sobre terreno para cargas por gravedad.

Eje	Esfuerzo		$\sigma_x \leq q_{adm}$ y $\sigma_y \leq q_{adm}$
X	σ_{x+}	15.15	Cumple
	σ_{x-}	20.35	Cumple
Y	σ_{y+}	21.10	Cumple
	σ_{y-}	14.40	Cumple

Tabla 5.54 Esfuerzos sobre terreno para cargas por sismo.

Sismo	Esfuerzo		$\sigma_x \leq 1.3 * q_{adm}$ y $\sigma_y \leq 1.3 * q_{adm}$
Sismo X +	σ_{x+}	28.26	Cumple
	σ_{x-}	15.69	Cumple
Sismo X -	σ_{y+}	2.04	Cumple
	σ_{y-}	24.99	Cumple
Sismo Y +	σ_{x+}	26.06	Cumple
	σ_{x-}	22.40	Cumple
Sismo Y -	σ_{y+}	18.39	Cumple
	σ_{y-}	8.65	Cumple

Ahora se calcula el esfuerzo último sobre el suelo, esto quiere decir que deberíamos repetir todos los cálculos anteriores, amplificando las cargas y momentos según las combinaciones de diseño y así obtener la presión última, sin embargo, este procedimiento se puede simplificar si amplificamos directamente los esfuerzos obtenidos, multiplicándolos por un coeficiente intermedio aproximado el cual se muestra a continuación.

$$\text{Por cargas de gravedad: } \sigma_u = 1.6 * \text{Max}(\sigma_x; \sigma_y)$$

$$\text{Por cargas de sismo: } \sigma_u = 1.25 * \text{Max}(\sigma_x; \sigma_y)$$

En la siguiente tabla se muestra los esfuerzos últimos sobre el suelo, utilizando el método simplificado que se muestra anteriormente.

Tabla 5.55 Esfuerzos sobre terreno últimos.

Esfuerzo		
Cargas por Gravedad		
X	$\sigma_{x+ ult}$	24.24
	$\sigma_{x- ult}$	32.55
Y	$\sigma_{y+ ult}$	33.76
	$\sigma_{y- ult}$	23.04
Cargas por Sismo		
Sismo X	$\sigma_{sx+ ult}$	35.33
	$\sigma_{sx- ult}$	19.62
	$\sigma_{sy+ ult}$	2.55
	$\sigma_{sy- ult}$	31.25
Sismo Y	$\sigma_{sx+ ult}$	32.58
	$\sigma_{sx- ult}$	27.99

	σ_{sy+ult}	22.99
	σ_{sy-ult}	10.81
	$\sigma_{ult max}$	35.33

- **Verificación por punzonamiento:**

La falla por punzonamiento se presenta, generalmente, a una distancia de $d/2$ de la cara de la columna o placa. Para la verificación de punzonamiento se hará uso de las siguientes ecuaciones.

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

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

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

$$V_u = \sigma_u * (A_{total} - A_0)$$

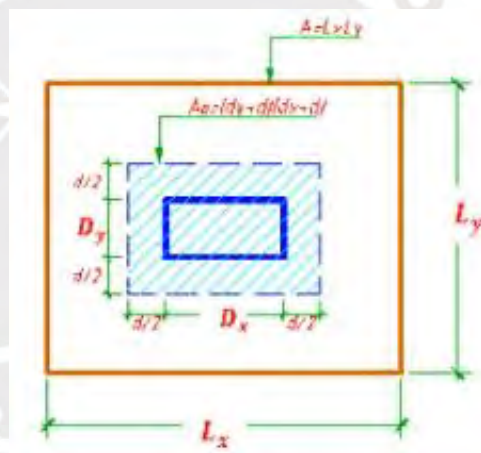


Figura 5.63 Área de punzonamiento.

Donde el valor de V_c es el menor de las expresiones anteriores, $A_0 = (D_x + d) * (D_y + d)$, b_0 es el perímetro de la sección crítica $b_0 = 4 * d + 2 * (D_x + D_y)$, β es la relación entre la dimensión larga y corta y α varía de acuerdo a la posición de la columna o placa, 40 para placa interna, 30 para placa de borde y 20 para placa de esquina.

Para que cumpla con la verificación, se debe cumplir que $\phi V_c > V_u$, en la siguiente tabla se muestra la verificación por punzonamiento, utilizando las ecuaciones anteriores.

En este caso se verificará el punzonamiento solo en la columna, ya que la placa tiene un área mucho mayor, por lo que no es necesaria esta verificación.

Tabla 5.56 Verificación por punzonamiento columna C-03.

$\sigma_{ult\ max}$	35.33
d (cm)	50
A_0 (m ²)	1.22
b_0 (m)	4.5
V_u (ton)	182.3
ϕV_c (ton) 1	280.42
ϕV_c (ton) 2	482.24
ϕV_c (ton) 3	293.78
ϕV_c (ton) final	280.42
$\phi V_c > V_u$	Cumple

Se verifica que la zapata diseñada cumple por punzonamiento.

- **Verificación por corte:**

Para verificar por corte se utilizarán las siguientes ecuaciones.

$$\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'c} * b * d)$$

Por lo que nos da los siguientes resultados de cortante del concreto por metro.

Dirección X-X: $\phi V_c = 32.64\ ton - m$

Dirección Y-Y: $\phi V_c = 32.64\ ton - m$

A continuación, se muestra unas imágenes del programa SAP2000 con las cortantes de la zapata.

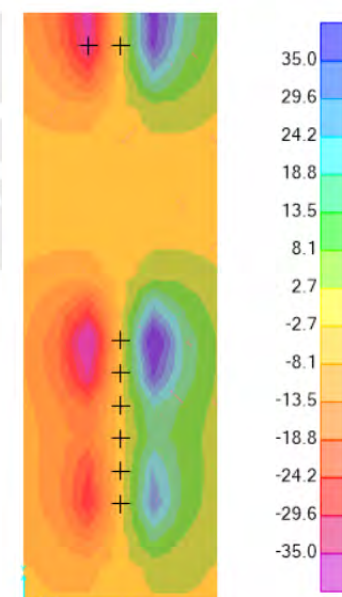


Figura 5.64 Cortante en sentido X-X.

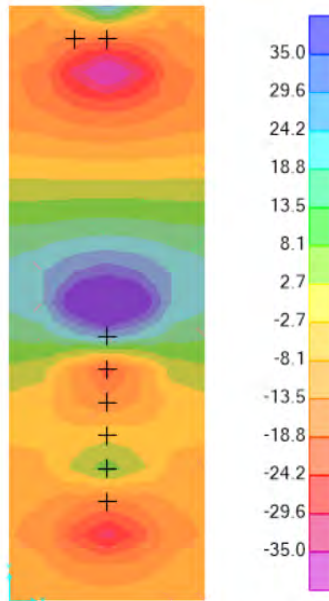


Figura 5.65 Cortante en sentido Y-Y.

Como se muestran en las imágenes en ninguno de los casos la cortante a una distancia “d” de la cara es mayor a la cortante soportada por el concreto, por lo que cumple con la verificación por corte.

- **Diseño por flexión:**

Para el diseño por flexión de una zapata combinada se asume que es como una losa maciza, lo que significa que en la parte inferior está la zona en tracción. Es por esto, que el acero se coloca en la parte inferior y superior de la zapata.

A continuación, se muestran unas imágenes del programa SAP2000 con los momentos de la zapata combinada en ambas direcciones.

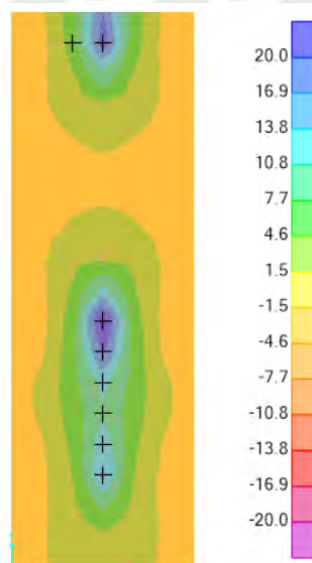


Figura 5.66 Momento en sentido X-X.

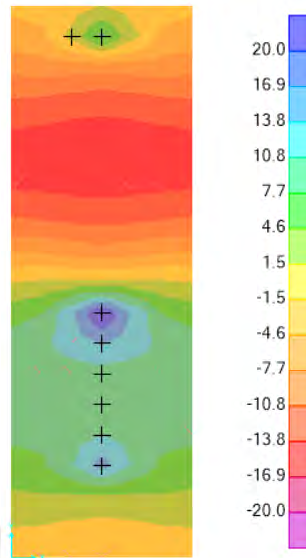


Figura 5.67 Momento en sentido Y-Y.

En la siguiente tabla se muestra el diseño por flexión para la zapata de la placa PL-5.

Tabla 5.57 Diseño por flexión.

Eje Y		Eje X	
$M_{u_{xx}}$ (ton * m)	21.66	$M_{u_{yy}}$ (ton * m)	20.66
Recubrimiento (cm)	10	Recubrimiento (cm)	10
A_s (cm ²)	11.79	A_s (cm ²)	11.23
Acero colocado			
$A_{s\ min\ x1m}$ (cm ²)	12.6	$A_{s\ min\ x1m}$ (cm ²)	12.6
Varilla	3/4''	Varilla	3/4''
A_b (cm ²)	2.84	A_b (cm ²)	2.84
s (cm)	22.5	s (cm)	22.5

Para el acero mínimo se utilizó como referencia la siguiente imagen.

Espesor H	Área mínima (0.0018 bh)	Refuerzo corrido
0.60 m	10.8	$\phi 3/4'' @ .25$
0.70 m	12.6	$\phi 3/4'' @ .225$
0.80 m	14.4	$\phi 3/4'' @ .20$
0.90 m	16.2	$\phi 1'' @ .30$

Figura 5.68 Acero mínimo para cada espesor de zapata.

Adicionalmente se colocará un bastón de $\phi 3/4 @ 25$ entre la placa y la columna en la parte superior de la zapata, ya que presenta momentos negativos en esa zona.

Finalmente se muestra una imagen de la zapata de la placa PL-5 con su respectiva armadura.

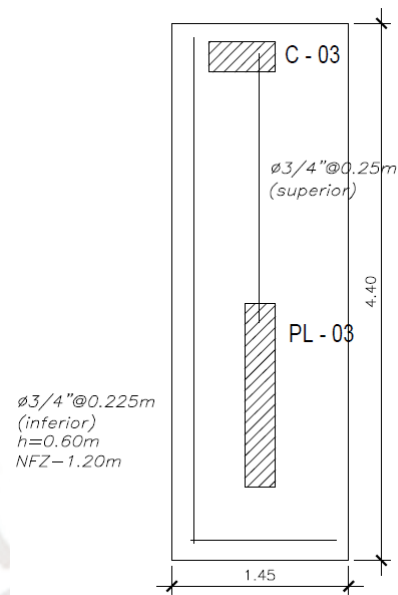
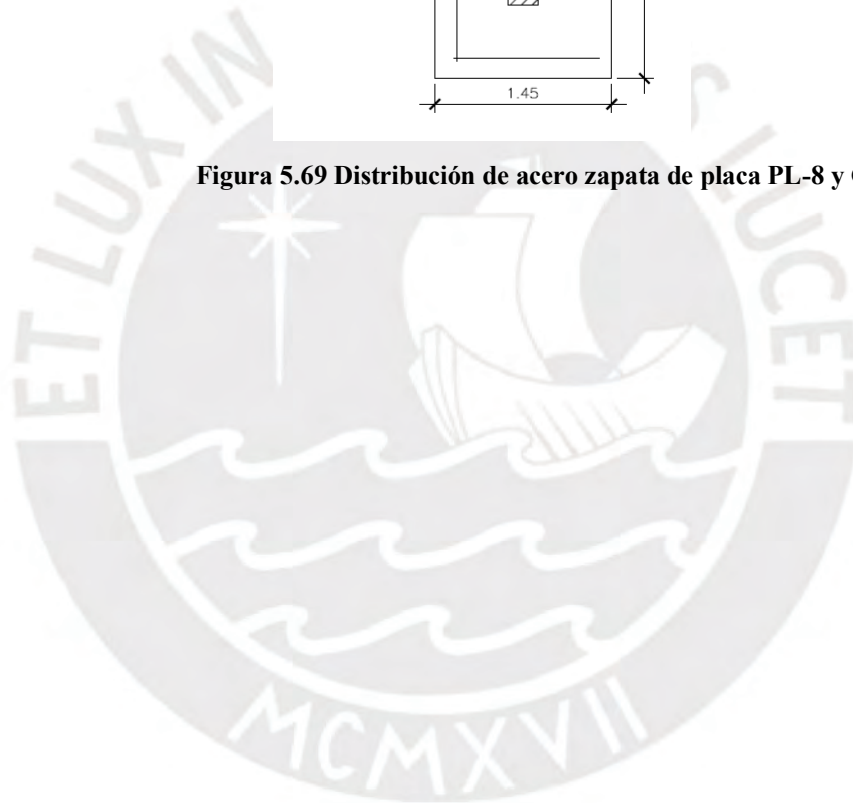


Figura 5.69 Distribución de acero zapata de placa PL-8 y C-03.

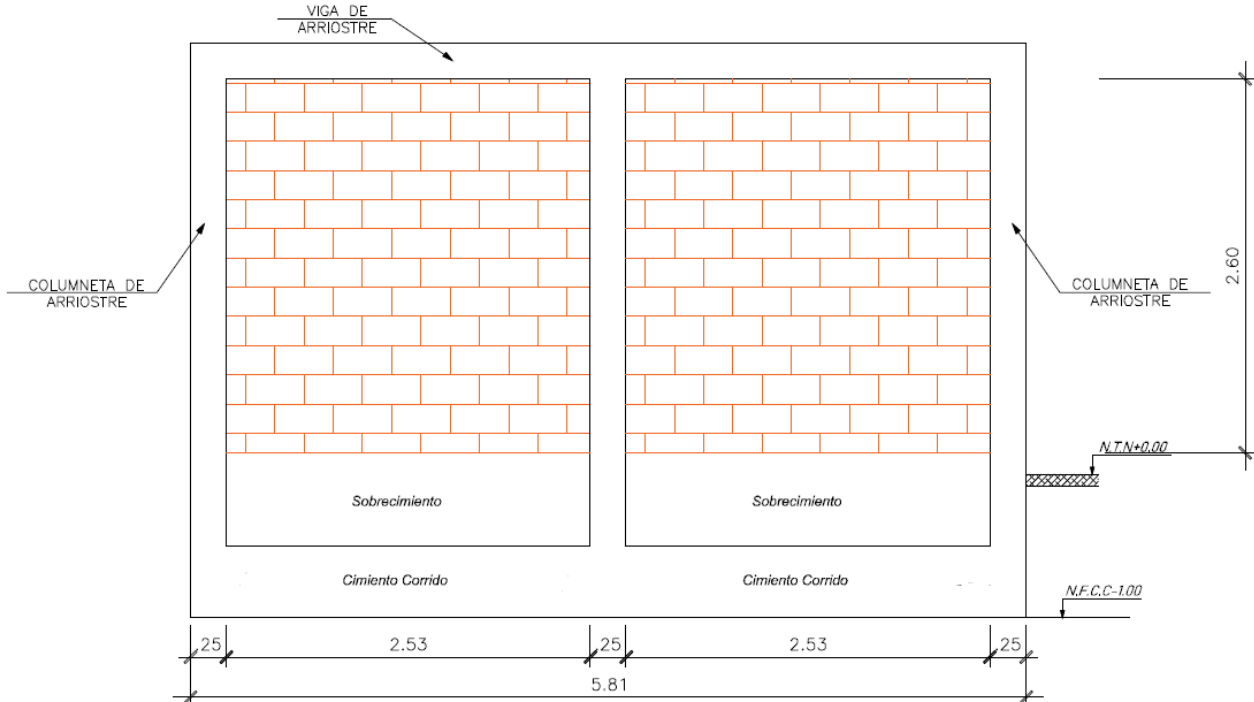


5.3.6.3. Diseño de Muro Perimetral:

Los muros de albañilería son parte esencial de un proyecto, si bien no son parte estructural del proyecto, estos se utilizan como elementos divisorios.

Para el diseño de estos elementos se utilizará como ejemplo el primer paño del muro perimetral del eje F entre los ejes 1 y 3, este paño tiene una longitud de 2.53 m y una altura de 2.60 m.

A continuación, se muestra una imagen del muro perimetral.



ELEVACION TIPICA DE MURO CERCO

Figura 5.70 Muro Perimetral.

De acuerdo a la Norma E.070, el paño de albañilería actuará como una losa simplemente apoyada en sus arriostres, la cual está sujeta a cargas sísmicas. La magnitud de esta carga se calcula de acuerdo a la siguiente fórmula.

$$w = 0.4 * Z * U * S * P_e$$

Donde: Z, U y S son los parámetros sísmicos especificados en la tabla 4.1 y P_e es el peso por unidad de área de la albañilería, en este caso se utiliza placas sílico calcáreas (P-10). Por lo tanto, se obtiene lo siguiente.

$$w = 0.4 * 0.45 * 1 * 1 * 172.7 = 31.09 \text{ kg/m}^2$$

La norma E.070, también nos brinda una fórmula para el cálculo del momento perpendicular al plano del muro, la cual es la siguiente.

$$M_s = m * w * a^2$$

Donde: M_s es el momento flector, “m” es el coeficiente de momento y “a” es la dimensión crítica del paño.

La norma E.070. brinda una tabla para el cálculo del valor de “m”, este depende de la relación entre el los lados del muro.

TABLA 12 VALORES DEL COEFICIENTE DE MOMENTOS "m" y DIMENSION CRITICA "a"							
CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS							
a = Menor dimensión							
b/a = 1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	∞
m = 0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125

Figura 5.71 Valores del coeficiente de momentos y dimensión crítica.

Según el paño analizado los valores de a y b son los siguientes:
 $a = 2.53$ m y $b = 2.60$ m, por lo que $b/a = 1.028$

Con estos valores se ingresa a la tabla anterior e interpolando obtenemos el siguiente valor de $m = 0.0499$.

Reemplazando estos valores en la fórmula de M_s , obtenemos que.

$$M_s = 0.0499 * 31.09 * 2.53^2 = 9.94 \frac{kg * m}{ml}$$

Al momento flector anterior se le debe agregar un momento debido a la excentricidad de la carga gravitacional (M_g) y de esta manera obtener en momento total (M_t). Sin embargo, en nuestro caso no se posee carga gravitacional, por lo que, $M_g = 0$.

$$M_t = M_s + M_g = 9.94 + 0 = 9.94 \frac{kg * m}{ml}$$

El momento flector hallado produce un esfuerzo normal, el cual se calcula de acuerdo a la siguiente fórmula.

$$f_m = \frac{6 * M_t}{t^2} ; \text{donde: } t = \text{espesor del muro}$$

$$f_m = \frac{6 * 9.94}{15^2} = 0.27 \text{ kg/cm}^2$$

La norma nos menciona que el esfuerzo normal tiene que ser menor o igual a 1.5 kg/cm^2 , por lo cual cumple con este requerimiento de la norma.

- **Diseño de viga de arriostre:**

Se tomará como dimensiones iniciales de la sección de la viga de arriostre 0.15m x 0.25m, las cargas que soportará esta viga serán, el peso propio de la viga y el área tributaria del muro.

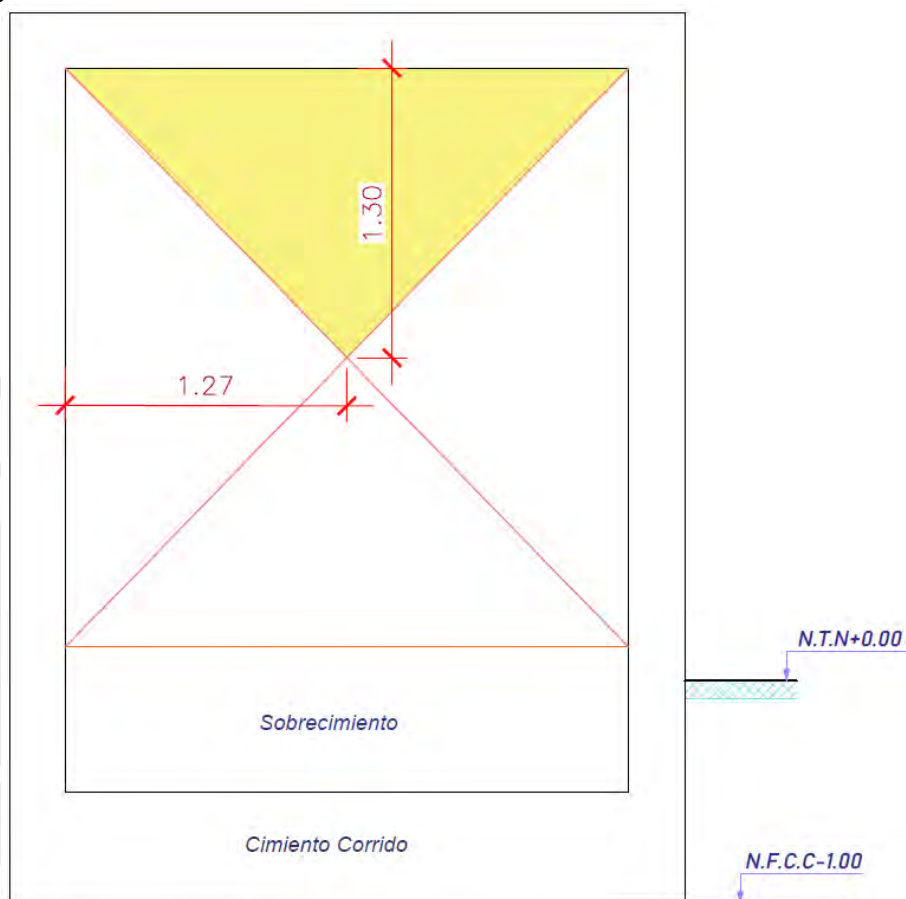


Figura 5.72 Distribución del área tributaria del muro.

Metrado de cargas

Para el metrado de cargas se utilizarán las siguientes fórmulas, tanto para el cálculo del peso propio de la viga como para el peso del muro soportado por la viga.

$$w_{viga} = 0.40 * Z * U * S * t_v * \gamma * b$$

$$w_{muro} = w * h_{\text{área tributaria}}$$

Donde t_v es el espesor de viga, γ es el peso específico del concreto, “b” es el ancho de viga y “w” es la carga calculada anteriormente. Por lo que se obtiene lo siguiente.

$$w_{viga} = 0.40 * 0.45 * 1 * 1 * 0.15 * 2400 * 0.25 = 16.2 \text{ kg/m}$$

$$w_{muro} = 31.09 * 1.3 = 40.12 \text{ kg/m}$$

Finalmente amplificamos las cargas anteriores y obtenemos que.

$$w_{u \text{ viga}} = 1.25 * 16.20 = 20.25 \text{ kg/m}$$

$$w_{u \text{ muro}} = 1.25 * 40.12 = 50.52 \text{ kg/m}$$

A continuación, se presenta la representación de la viga con las cargas últimas aplicada a la misma, junto con los diagramas de momento y cortante.

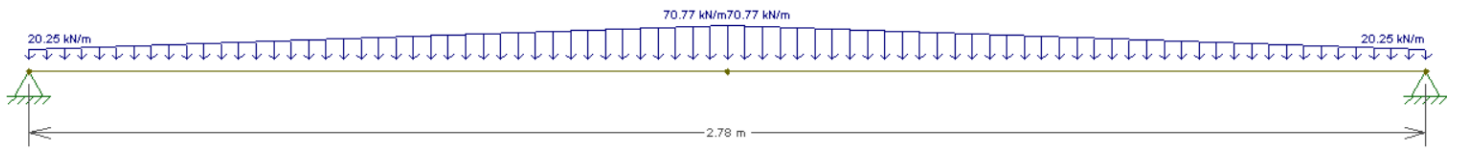


Figura 5.73 Modelo de viga de arrioste con carga ultima.

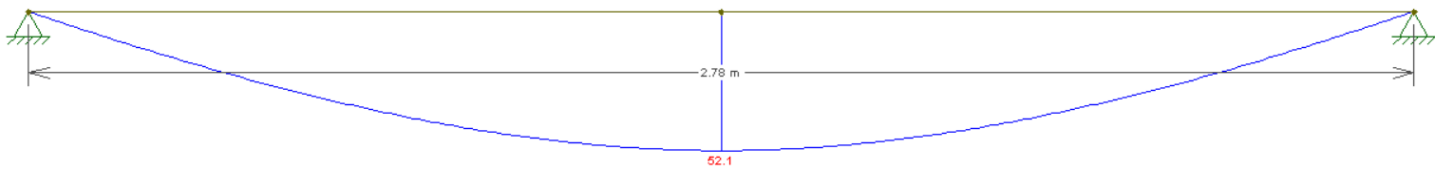


Figura 5.74 Diagrama de momento flector.

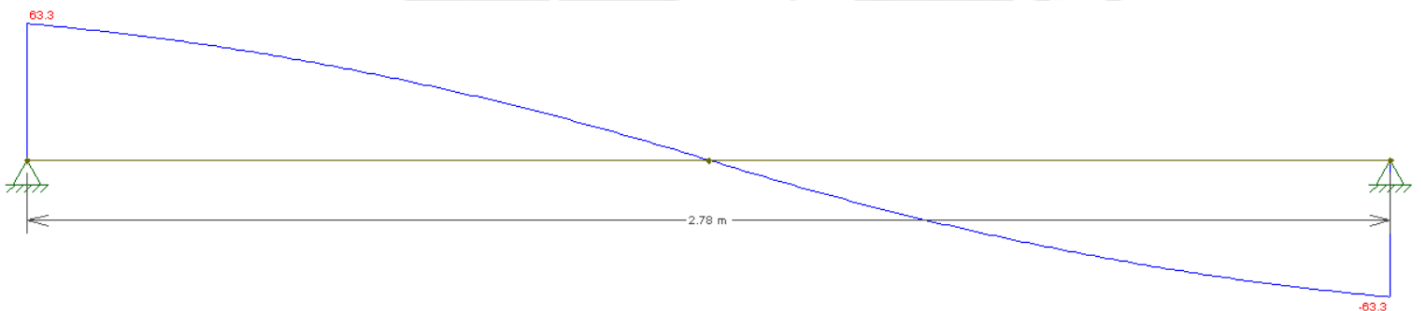


Figura 5.75 Diagrama de fuerza cortante.

Diseño por flexión

De acuerdo al momento hallado de calcula el acero requerido y el acero mínimo. En la siguiente tabla se muestra estos valores.

Tabla 5.58 Diseño por flexión.

M_u (kg * cm)	a (cm)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)	$A_{s \text{ req}}$ (cm ²)	$A_{s \text{ inst}}$ (cm ²)
52.1	0.11	0.72	0.07	2 Ø 3/8

Se colocará 2 Ø 3/8 corridos tanto arriba como abajo.

Diseño por corte

Para el diseño por corte se utiliza la siguiente fórmula.

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 15 * 20 = 1958.51 \text{ kg}$$

Se puede observar que ϕV_c es mucho mayor a las cortantes últimas calculadas anteriormente, por lo que se colocará la siguiente distribución de estribos: 1/4'' ϕ : 1@0.05, Rto@0.20.

- **Diseño columneta de arriestre:**

Se tomará como dimensiones iniciales de la sección de la columneta de arriestre 0.15m x 0.25m, las cargas que soportará esta columneta serán, el peso propio de la viga y el área tributaria del muro.

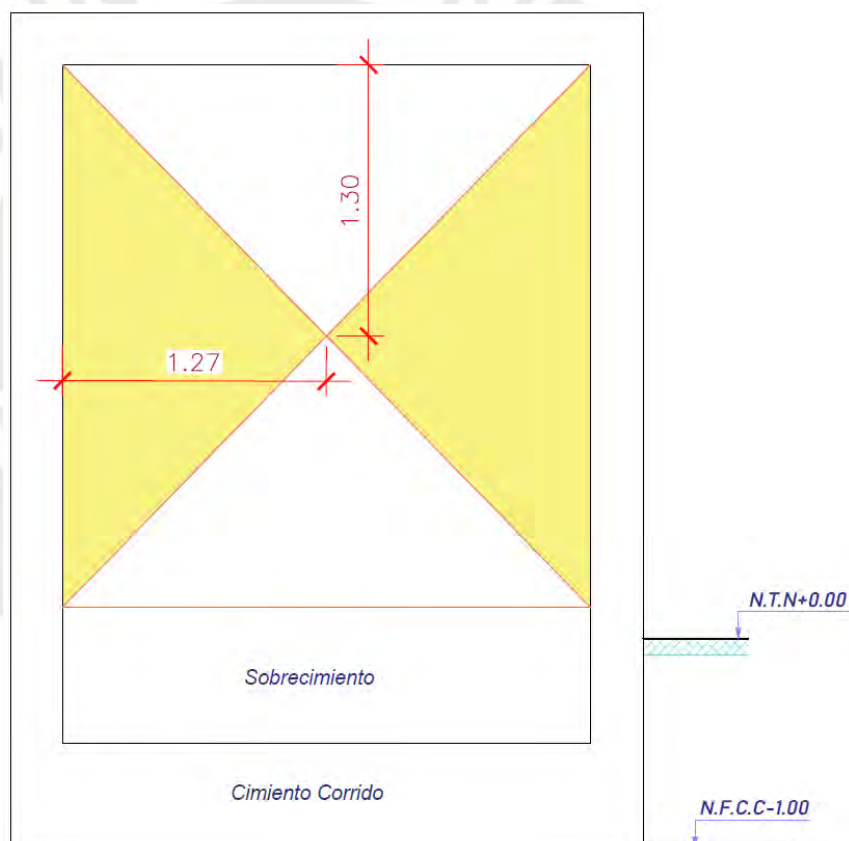


Figura 5.76 Distribución del área tributaria del muro.

Metrado de cargas

Al igual que la viga, la columneta soportará la carga de su peso propio, la carga del área tributaria del muro y adicionalmente la reacción de produce la viga sobre la columneta. Además, el muro actuará como una viga en volado, con el extremo inferior empotrado y el extremo superior libre. Para el metrado de cargas se hará uso de las siguientes fórmulas.

$$w_{viga} = 0.40 * Z * U * S * t_v * \gamma * b$$

$$w_{muro} = w * h_{\text{área tributaria}}$$

$$w_{viga} = 0.40 * 0.45 * 1 * 1 * 0.15 * 2400 * 0.25 = 16.2 \text{ kg/m}$$

$$w_{muro} = 31.09 * 1.27 = 39.48 \text{ kg/m}$$

$$w_u \text{ viga} = 1.25 * 16.2 = 20.25 \text{ kg/m}$$

$$w_u \text{ muro} = 1.25 * 39.48 = 49.35 \text{ kg/m}$$

$$P_{viga} = 63.3 \text{ kg}$$

A continuación, se presenta la representación de la viga con las cargas últimas aplicada a la misma, junto con los diagramas de momento y cortante.

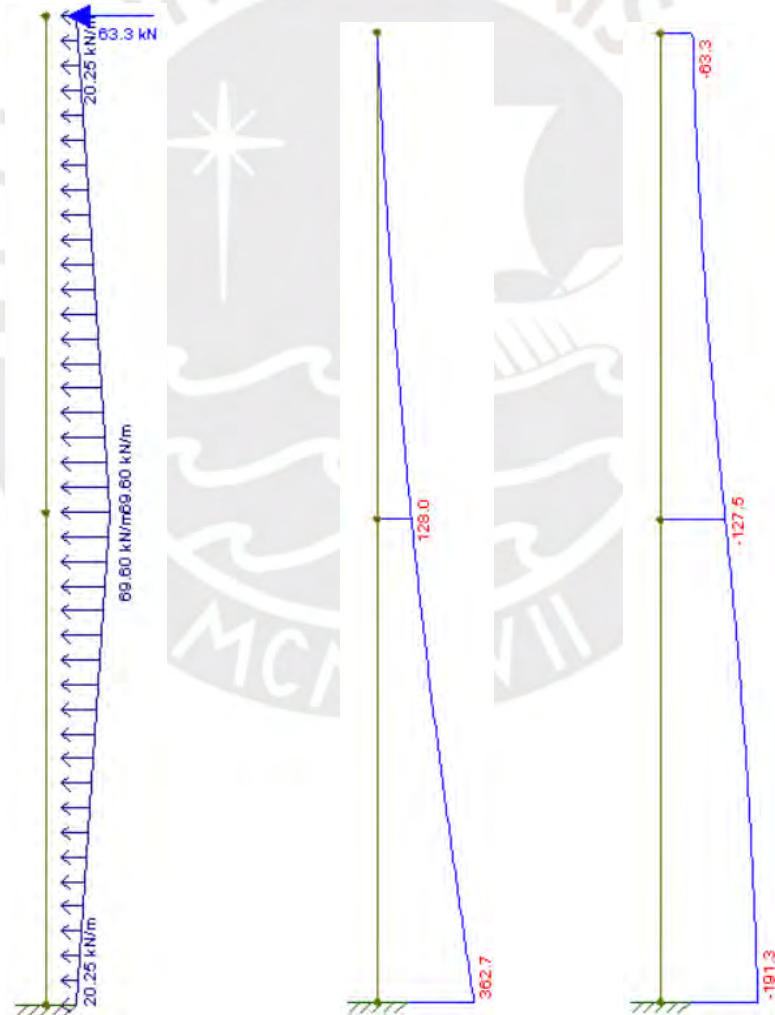


Figura 5.77 Modelo de columneta con carga última, diagrama de momentos y diagrama de cortantes.

Diseño por flexión

De acuerdo al momento hallado de calcula el acero requerido y el acero mínimo. En la siguiente tabla se muestra estos valores.

Tabla 5.59 Diseño por flexión.

M_u (kg * cm)	a (cm)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{s\ req}$ (cm ²)	$A_{s\ inst}$ (cm ²)
362.7	0.77	0.72	0.49	2 Ø 3/8''

Se colocará 2 Ø 3/8'' corridos tanto arriba como abajo.

Diseño por corte

Para el diseño por corte se utiliza la siguiente fórmula.

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 15 * 20 = 1958.51 \text{ kg}$$

Se puede observar que ϕV_c es mucho mayor a las cortantes últimas calculadas anteriormente, por lo que se colocará la siguiente distribución de estribos: 8mmØ: 1@0.05, Rto@0.20.

5.3.6.4. Diseño de Cisterna

La cisterna es un elemento esencial en la edificación, ya que gracias a esta suministra de agua a las personas que viven en el proyecto. En este caso se realiza el diseño de una cisterna de 45 m³ de capacidad, esta posee un cuarto de máquinas para la regulación constante y eficiente del agua para todos los departamentos. Para el diseño de la cisterna se utilizó un coeficiente de empuje activo del suelo (Ka) de 0.33, el peso específico del suelo (γ) es de 1.8 ton/m³, La altura de la cisterna (H) es de 3 m y finalmente el espesor de los muros de la cisterna (t) es de 0.2 m.

Como la cisterna del edificio va a estar enterrado, esta va a soportar 2 grandes esfuerzos, uno provocado por el empuje del terreno de su alrededor y el segundo de la presión que genera el agua que almacena, es por esto que se debe analizar estos dos aspectos y el diseño se realizará con el más crítico.

Para este análisis se utilizaron las tablas de Kalmanok, para este caso se hará uso la tabla 36, ya que el modelo estructural utilizado es 3 lados empotrados y uno simplemente apoyado. El motivo del uso de este modelo estructural es para calcular los mayores momentos negativos y de esta manera diseñar los muros de manera conservadora.

A continuación, se muestra las dimensiones de la cisterna a diseñar

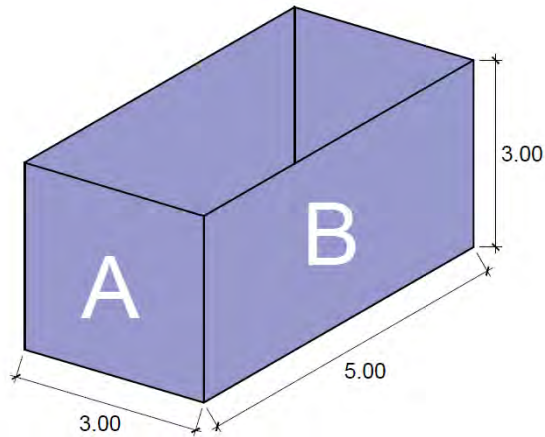


Figura 5.78 Dimensiones de la cisterna.

Para realizar el cálculo de las fuerzas y momentos resultantes más críticos, primero identificamos los 2 muros típicos que se tiene en la cisterna “A” y “B”. Ahora identificaremos que caso, empuje del suelo o presión hidrostática, es el más crítico y con este diseñar la cisterna.

Para el cálculo del empuje del suelo se utilizó la siguiente fórmula

$$E_{suelo}u = 1.7 * k_a * \gamma * H$$

Para el cálculo del empuje de la sobrecarga

$$E_{s/c}u = 1.7 * k_a * s/c$$

Para el cálculo del empuje del agua

$$E_{agua}u = 1.4 * \gamma_{agua} * H$$

Finalmente, resolviendo las ecuaciones anteriores, tenemos que.

$$E_{suelo}u = 1.7 * 0.33 * 1.8 * 3 = 3.06 \text{ ton/m por ml}$$

$$E_{s/c}u = 1.7 * 0.33 * 0.25 = 0.14 \text{ ton/m por ml}$$

$$E_{agua}u = 1.4 * 1 * 3 = 4.2 \text{ ton/m por ml}$$

Como se puede observar, la situación más crítica sería cuando la cisterna se encuentra vacía, ya que cuando esta se encuentra vacía las fuerzas que actúan solamente son las generadas por el suelo y no posee una fuerza contraria, la que genera el agua si la cisterna estuviera llena. Por lo que la fuerza última que se considera es la siguiente.

$$E_u = 3.06 + 0.14 = 3.2 \text{ ton/m por ml}$$

A continuación, se presentará una tabla de momentos, utilizando las tablas de Kalmanok para cada muro.

- Muro A: relación de lados a/b = 1

Tabla 5.60 Momentos máximos del muro A.

Ejes	Coficiente	W_u (ton/m)	L_m^2 (m ²)	M_u (ton * m)
M_x^-	-0.0297	3.2	3 ²	-0.86
M_x^+	0.0118	3.2	3 ²	0.34
M_y^-	-0.0349	3.2	3 ²	-1.01
M_y^+	0.0070	3.2	3 ²	0.20

- Muro B: relación de lados a/b = 0.6

Tabla 5.61 Momentos máximos del muro B.

Ejes	Coficiente	W_u (ton/m)	L_m^2 (m ²)	M_u (ton * m)
M_x^-	-0.0166	3.2	5 ²	-1.33
M_x^+	0.0050	3.2	5 ²	0.40
M_y^-	-0.0246	3.2	5 ²	-1.97
M_y^+	0.0050	3.2	5 ²	0.40

Diseño por flexión:

Como se puede observar en las anteriores tablas, el muro B tiene momentos mayores a los del muro A, por lo que se utilizarán los momentos del muro B. A continuación, se mostrará una tabla con los momentos positivos y negativos para ambos ejes y el acero requerido.

Tabla 5.62 Acero requerido.

Eje	M_u (ton * m)	Acero (cm ²)
M_x^-	1.33	2.24
M_x^+	0.40	0.66
M_y^-	1.97	3.34
M_y^+	0.40	0.66

La cuantía mínima para el acero en muros en contactos con agua.

$$A_{s \min} = 0.0025 * b * h = 0.0025 * 100 * 20 = 5 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar, el acero mínimo es mayor al acero requerido por flexión, por lo que se utilizará el acero mínimo. Como se utiliza una malla doble de acero de Ø3/8" el espaciamiento será el siguiente.

$$s = \frac{2 * 0.71}{5} = 0.28 \text{ m}$$

Por lo tanto, se utiliza una malla doble de Ø3/8" @ 25 cm

Diseño por corte:

Ahora se realiza el cálculo de la cortante última y la cortante resistente del concreto.

$$V_u = \frac{E_u * H}{2} = \frac{3.2 * 3}{2} = 4.8$$
$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$
$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 16 = 10.45 \text{ ton}$$

Se puede observar que $\phi V_c > V_u$, por lo cual se cumple con los requerimientos de corte.

Diseño de tapa:

Este elemento se diseñará como si fuera una losa maciza simplemente apoyada, con un espesor de 0.20 m.

Para la carga muerta solo se considera el peso propio de la tapa y para la carga viva se considera una sobrecarga de 0.25 ton/m^2 , debido a que se encuentra debajo del estacionamiento.

$$W_{p.p.} = 2.4 * 0.2 = 0.48 \text{ ton/m}$$
$$W_{s/c} = 0.25 * 1 = 0.25 \text{ ton/m}$$
$$W_u = 1.4 * W_{p.p.} + 1.7 * W_{s/c} = 1.10 \text{ ton/m}$$

- Diseño por flexión:

Para el diseño de la cisterna, también se hará uso de las tablas de kalmanok, como el modelo estructural utilizado es de apoyado en todos los lados la tabla que se utiliza es la 12.

La relación es $a/b = 3/5 = 0.6$. A continuación, se presenta una tabla de momentos utilizando la tabla 12 de kalmanok.

Tabla 5.63 Momentos máximos en la tapa.

Ejes	Coefficiente	W_u (ton/m)	L_m^2 (m ²)	M_u (ton * m)
M_x^+	0.0243	1.1	3 ²	0.24
M_y^+	0.0820	1.1	3 ²	0.81

Ahora se presenta una tabla con el acero requerido debido a los momentos anteriores.

Tabla 5.64 Acero requerido.

Eje	M_u (ton * m)	Acero (cm ²)
M_x^+	0.24	0.38
M_y^+	0.81	1.27

El acero mínimo es el siguiente:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * d = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Al igual que en el diseño de la cisterna, el acero mínimo es mayor al acero requerido por flexión, por lo que se utiliza el acero mínimo. Utilizando una malla doble de barras de $\varnothing 3/8''$ el espaciamiento será el siguiente.

$$s = \frac{2 * 0.71}{3.6} = 0.4 \text{ m}$$

Como cuestión de homogeneizar las mallas, tanto de los muros como de la tapa, se colocará $\varnothing 3/8'' @ 25 \text{ cm}$.

- **Diseño por corte:**

Ahora se realiza el cálculo de la cortante última para ambas direcciones y la cortante resistente del concreto.

$$V_{ux} = 0.566 * 1.1 * 3^2 = 5.60 \text{ ton}$$

$$V_{uy} = 0.267 * 1.1 * 3^2 = 2.64 \text{ ton}$$

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

Se puede observar que $\phi V_c > V_u$, por lo que se cumple con los requisitos de corte.

A continuación, se muestra un corte de la distribución de las mallas en la cisterna.

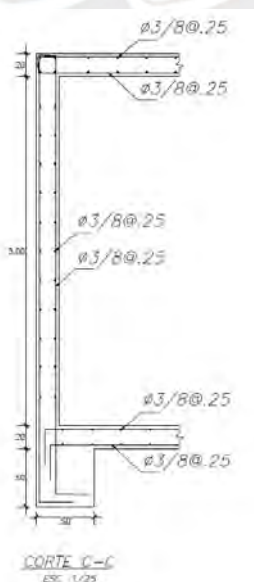


Figura 5.79 Dimensiones de la cisterna.

6. Comentarios y Conclusiones

Este proyecto fue diseñado con las actuales y vigentes normas estructurales del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú. Con el fin de lograr una correcta rigidez lateral para ambas direcciones de la edificación, esto se logró respetando las solicitaciones arquitectónicas, respetando las dimensiones de vigas, placas y columnas.

Como se puede apreciar que la actual norma peruana E.030 es mucho más rigurosa con edificios irregulares. Esto significa que el factor de reducción de fuerzas sísmicas se ve más afectada que anteriormente. Adicionalmente a esto, al momento del cálculo de desplazamientos, los resultados obtenidos por el análisis lineal elástico se deben multiplicar directamente por el factor de reducción R. Finalmente, se menciona que, si la edificación en cuestión es de uso esencial, esta no puede ser irregulares, más aun, se debe colocar aisladores sísmicos si esta se encuentra en las zonas 3 y 4 del territorio nacional.

Son de gran ayuda el uso de herramientas tecnológicas como lo son el SAP o el ETABS, los cuales facilitan enormemente el diseño estructural de la edificación. Esto se debe a la facilidad que nos brindan para el desarrollo de modelos 3D en el análisis sísmico y el modelado 2D para pórticos en el análisis por cargas.

Para el periodo fundamental del edificio tenemos los siguientes resultados, para la dirección X-X se tiene un periodo de 0.367s y para la dirección Y-Y se tiene un periodo de 0.539s. Estos resultados tienen coherencia, ya que en la dirección X-X se tiene una mayor rigidez que en la dirección Y-Y.

Las derivas de entrepiso máximas obtenidas son de 0.003 para la dirección X-X y de 0.007 para la dirección Y-Y, con esto se puede mencionar que se logró derivas menores o iguales a 0.007, la cual es la máxima deriva permisible por la norma E.030. Esto tiene congruencia con lo mencionado anteriormente, ya que muestra una mayor deriva en la dirección Y-Y, debido a que, en esta dirección hay una menor rigidez que en la dirección X-X, la cual muestra una deriva menor.

En el análisis sísmico se tuvo que amplificar las cargas del análisis, se multiplicó por un factor de 1.21 en la dirección Y-Y, en la dirección X-X no fue necesario multiplicar por ningún factor de amplificación. Esto se realizó con el fin de lograr que la cortante obtenida por el análisis dinámico sea por lo menos el 90% de la cortante obtenida por el análisis estático.

Se pudo observar, debido a la distribución de placas en planta, que el edificio sufriría por irregularidad torsional, lo cual fue verificado en el análisis de irregularidades. El edificio se diseñó tomando en cuenta esta irregularidad, no extrema.

La verificación del predimensionamiento de los elementos estructurales del edificio es muy importante, ya que esto se realiza con el fin de evitar esfuerzos elevados y secciones sobredimensionadas. Finalmente, se concluyó que las dimensiones calculadas en el predimensionamiento fueron adecuadas, por lo que se mantuvieron esas dimensiones a lo largo del diseño estructural de la edificación.

El detalle de los planos es muy importante, debido a que se debe mostrar de manera sencilla la edificación con el fin de que pueda ser leído por cualquier persona. Es de suma importancia transmitir el diseño de los elementos estructurales en los planos de manera, clara, simple y precisa, con la finalidad de evitar problemas al momento de realizar la construcción de los mismos y lograr que la construcción se realice de la manera esperada.



7. Bibliografía

BLANCO, Antonio. Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima. Colegio de Ingenieros del Perú. 1994.

MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO DEL PERÚ. Norma E.060 Concreto Armado. Lima. Reglamento Nacional de Edificaciones. 2009.

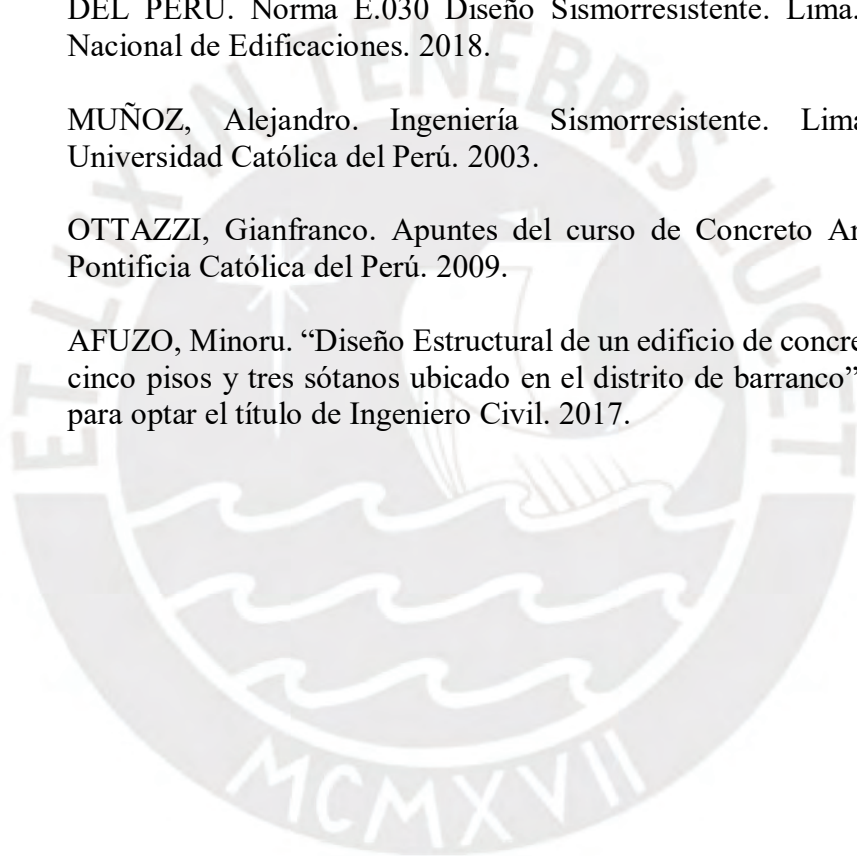
MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO DEL PERÚ. Norma de Estructuras. Lima. Reglamento Nacional de Edificaciones. 2006.

MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO DEL PERÚ. Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Lima. Reglamento Nacional de Edificaciones. 2018.

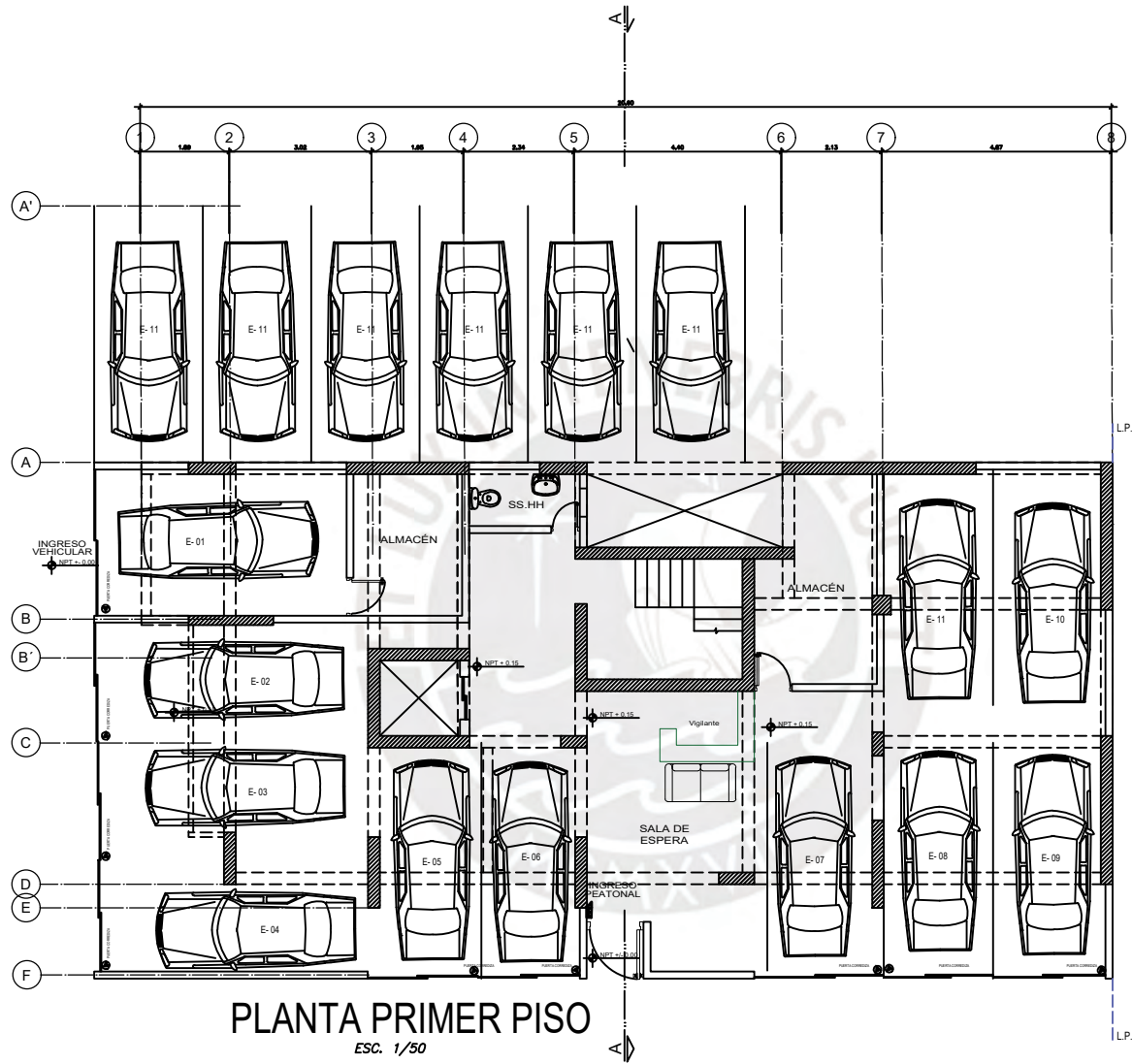
MUÑOZ, Alejandro. Ingeniería Sismorresistente. Lima. Pontificia Universidad Católica del Perú. 2003.

OTTAZZI, Gianfranco. Apuntes del curso de Concreto Armado. Lima. Pontificia Católica del Perú. 2009.

AFUZO, Minoru. "Diseño Estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y tres sótanos ubicado en el distrito de barranco". Lima. Tesis para optar el título de Ingeniero Civil. 2017.



8.0 Anexos

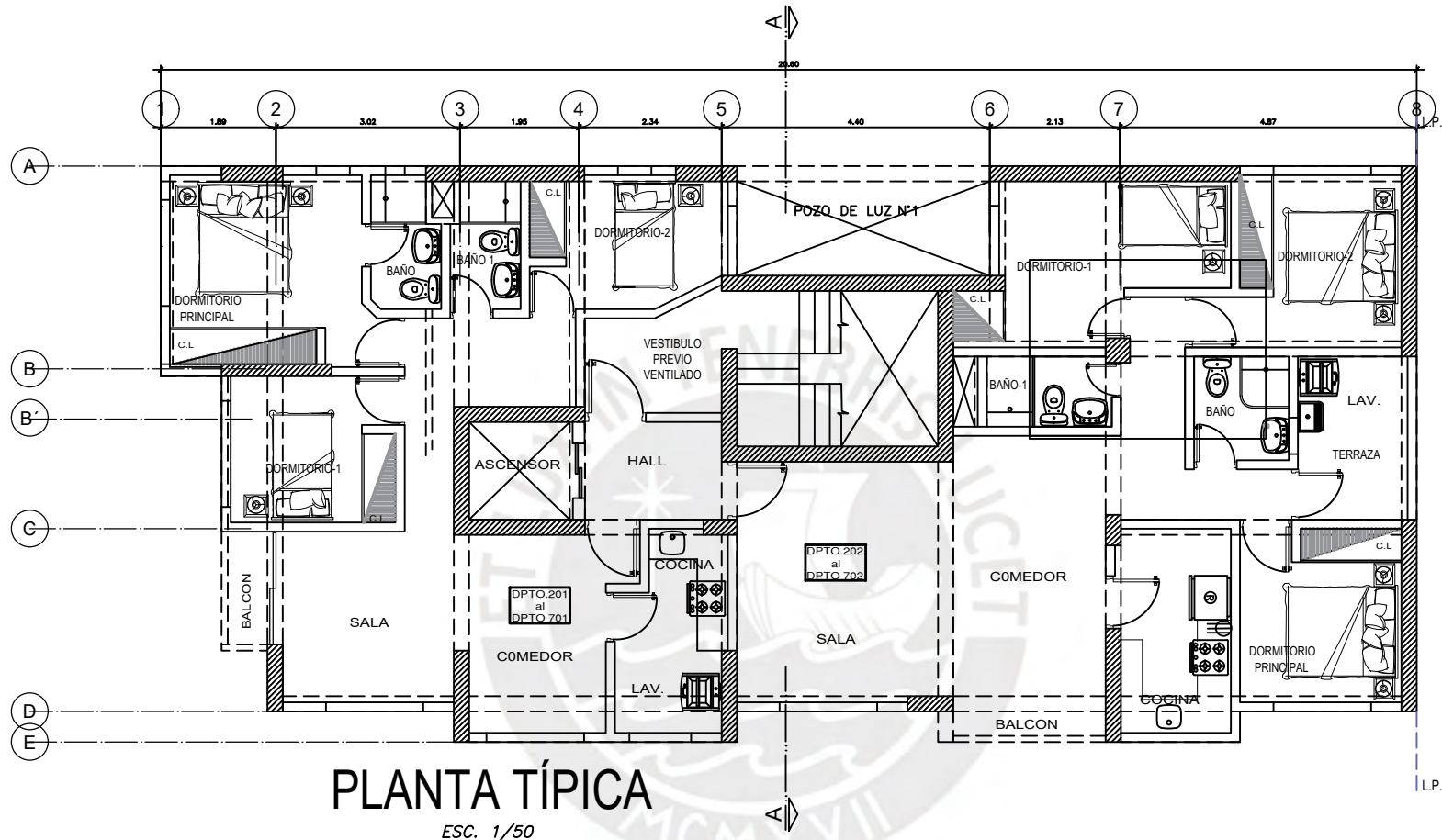



PLANTA PRIMER PISO
 ESC. 1/50

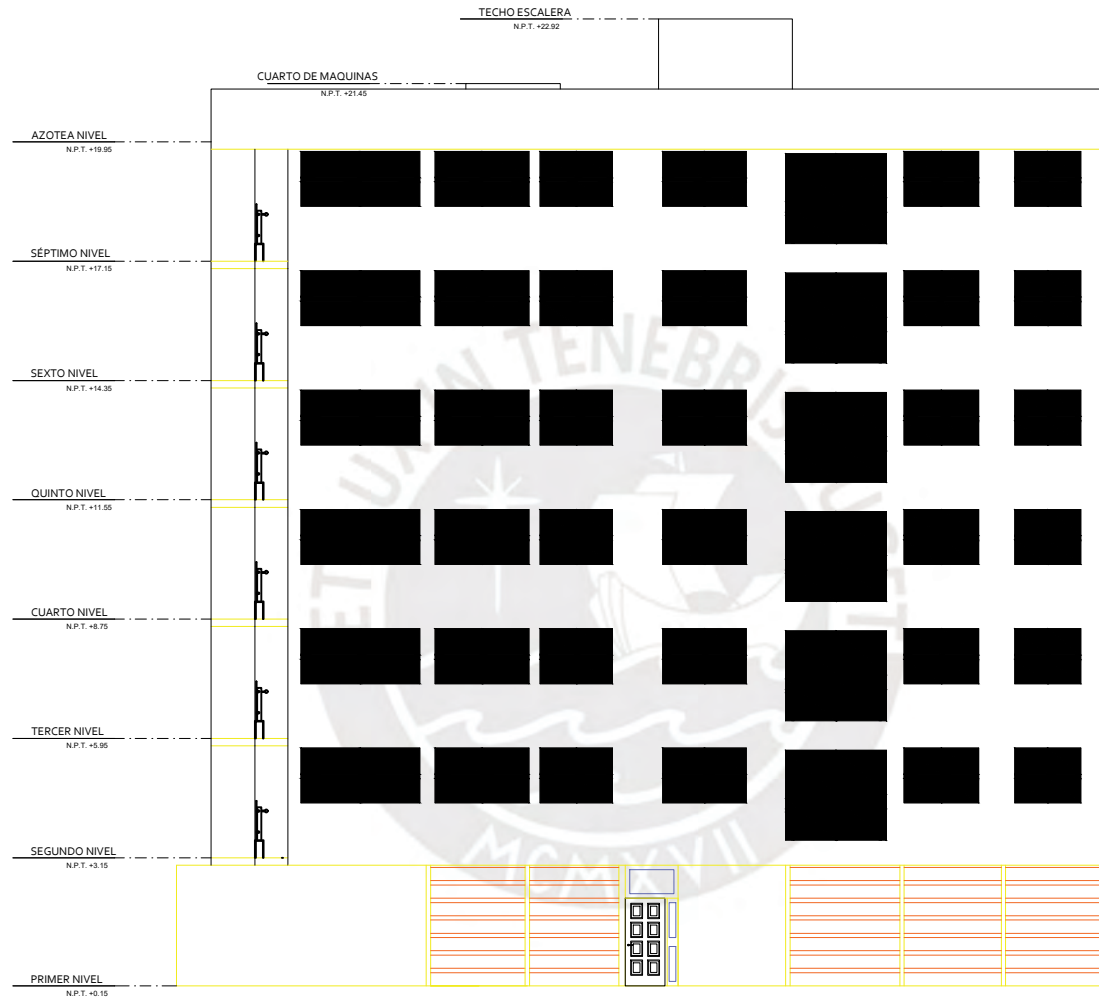
PROYECTO:		
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS EN SURQUILLO		
PRESENTADO POR EL BACHILLER:		
WILLIAM ENRIQUE SÁNCHEZ ABANTO		
ASESOR:		
ING. JOSE ACERO MARTINEZ		
PLANO:		
PLANTA PRIMER PISO		
ESPECIALIDAD:	ESCALA:	FECHA:
ARQUITECTURA	1/50	FEBRERO 2021




A-01

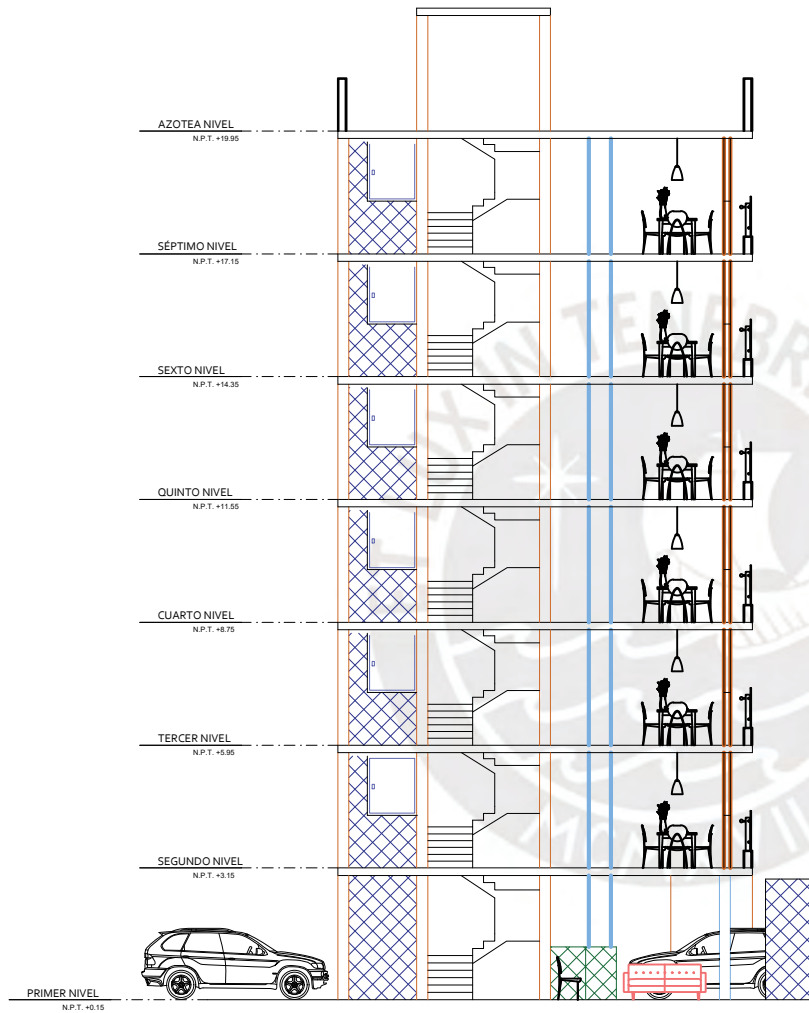


PROYECTO:			A-02
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS EN SURQUILLO			
PRESENTADO POR EL BACHILLER:			A-02
WILLIAM ENRIQUE SÁNCHEZ ABANTO			
	ASESOR:	ING. JOSE ACERO MARTINEZ	
	PLANO:	PLANTA PISO TÍPICO	
	ESPECIALIDAD:	ESCALA:	FECHA:
ARQUITECTURA	1/50	FEBRERO 2021	



ESC. 1/50
ELEVACIÓN PRINCIPA

PROYECTO:			
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS EN SURQUILLO			
PRESENTADO POR EL BACHILLER:			
WILLIAM ENRIQUE SÁNCHEZ ABANTO			
	ASESOR:	ING. JOSE ACERO MARTINEZ	
	PLANO:	ELEVACIÓN	
ESPECIALIDAD:	ESCALA:	FECHA:	A-03
ARQUITECTURA	1/50	FEBRERO 2021	



ESC. 1/50
CORTE A - A

PROYECTO:			
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS EN SURQUILLO			
PRESENTADO POR EL BACHILLER:			
WILLIAM ENRIQUE SÁNCHEZ ABANTO			
ASESOR:			
ING. JOSE ACERO MARTINEZ			
PLANO:			
CORTE			
ESPECIALIDAD:	ESCALA:	FECHA:	A-04
ARQUITECTURA	1/50	FEBRERO 2021	

PROYECTO DE TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 7 PISOS EN SURQUILLO

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO CICLOPEO

CIMENTOS CORRIDOS : CONCRETO CICLOPEO 1:10 F'c=100 Kg/cm²
(CEMENTO-HORMIGON MAS 30% PG (6"max.))

SOBRECIMENTOS : CONCRETO CICLOPEO 1:8
(CEMENTO-HORMIGON MAS 25% PG (3"max.))

CONCRETO ARMADO

CONCRETO RESTO ELEMENTOS : f'c = 210 Kg/cm²
ACERO REFUERZO : fy = 4200 Kg/cm²

RECUBRIMIENTOS

VIGAS PERALTADAS Y COLUMNAS : 6 cm
VIGAS CHATAS : 2 cm

ESCALERAS Y ALIGERADOS : 3 Cm

ZAPATAS : 10 Cm

SOBRECARGAS : S/C : INDICADA EN LOS PLANOS DE ALIGERADOS

AZOTEA : 100 Kg / m²

RESTO : 200 Kg / m²

ESCALERA : 200 Kg / m²

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION :

REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES

NORMAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION E-020, E-030, E-050, E-060, E070

PARAMETRO DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

Z = 0.45 (FACTOR DE ZONA, ZONA 4)	DIRECCION X	DIRECCION Y	
U = 1.00 (FACTOR USO, EDIF. COMUN)	PERIODO (seg.)	0.367	0.539
C = 1.86 (FACTOR DE AMPLIFICACION)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (cm)	1.23	2.55
S = 1.00 (FACTOR DE SUELO)	DERIVAS MÁXIMAS (* / ∞)	3.25	6.78
R = 6.00 (MUROS ESTRUCTURALES)	JUNTA SISMICA (cm)	6.00	
Ia = 1.00 (IRREGULARIDAD EN ALTURA)			
Ip = 0.75 (IRREGULARIDAD EN PLANTA)			

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DEL E.M.S

Segun (N.T.E. - E-050 y E-0.30)

EL SUBSUELO ESTA CONFORMADO POR UNA GRAVA MAL GRADUADA (GP) DE COMPACIDAD MEDIA A DENSA, Y DE BUENAS CONDICIONES GEOMECAICAS

- LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACION ES DE 4.00 Kg./cm²

- SE RECOMIENDA QUE LA PROFUNDIDAD MINIMA DE CIMENTACION SEA A -1.50m. DEL NIVEL DEL TERRENO NATURAL

- EL PESO ESPECIFICO DEL SUELO ES DE 1.80 gr/cm³

- ANGULO DE FRICCION (Ø) : 37°

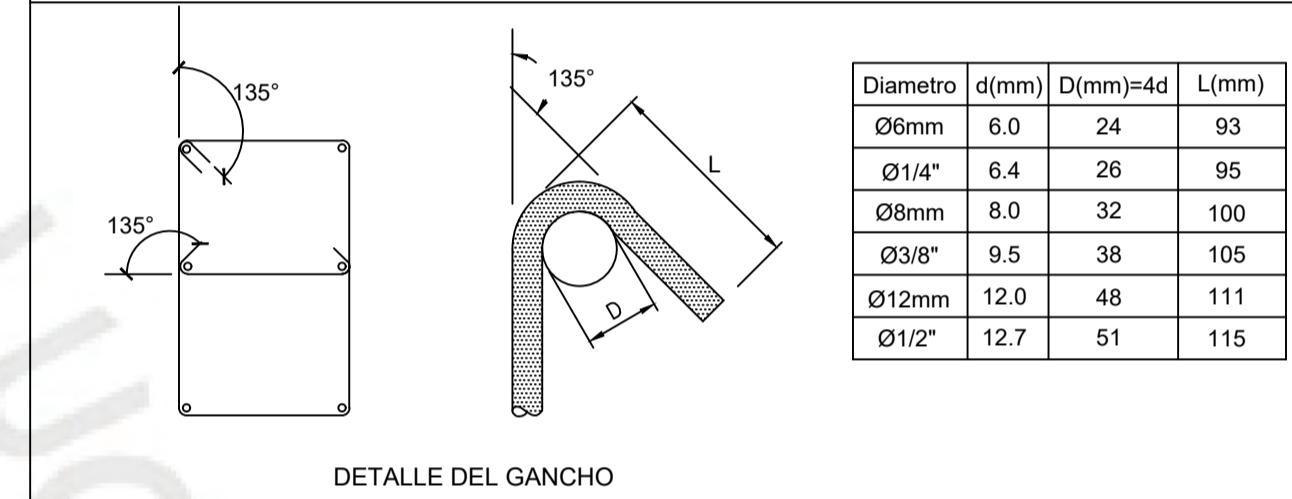
- SE RECOMIENDA QUE LA TRANSMISION DE LAS CARGAS AL SUELO SEA MEDIANTE ZAPATAS AISLADAS Y CIMENTACION CORRIDA, DISEÑADAS Y DIMENSIONADAS EN FUNCION DE LOS VALORES DE CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO Y DE LAS CARGAS ACTUANTES EN LA ESTRUCTURA.

- SE RECOMIENDA EL USO DE CEMENTO PORTLAND TIPO I

RELACION DE PLANOS

Nº PLANO	TITULO
E-01	ESPECIFICACIONES Y DETALLES GENERALES
E-02	PLANTA CIMENTACION
E-03	CUADRO DE PLACAS
E-04	CUADRO DE COLUMNAS
E-05	ENCOFRADO DE PISO TIPICO (1ER AL 6TO PISO)
E-06	ENCOFRADO DE AZOTEA (7MO PISO)
E-07	CUADRO DE VIGAS

GANCHOS EN ESTRIBOS



CUADRO DE GANCHOS STANDARD EN VARILLAS DE FIERRO CORRUGADAS

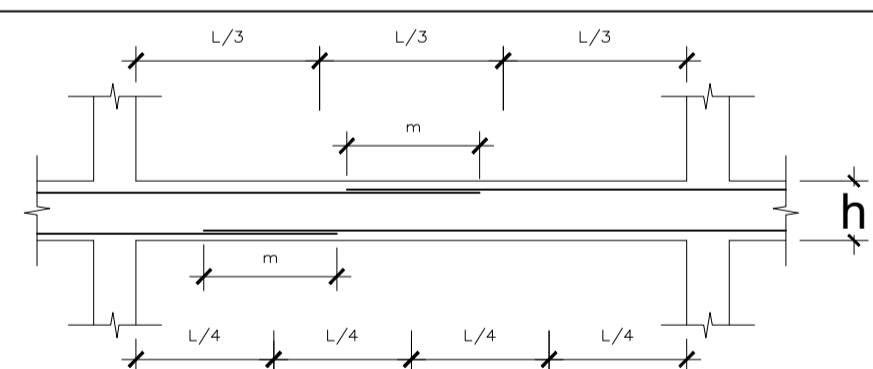
Ø	G (cm)
8mm	18
3/8"	20
1/2"	30
5/8"	35
3/4"	45

NOTA
EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO EN FORMA LONGITUDINAL, EN VIGAS PERALTADAS, COLUMNAS, PLACAS Y ZAPATAS, DEBERAN TERMINAR EN GANCHOS STANDARD, LOS CUALES SE ALOJAN EN EL CONCRETO CON LAS DIMENSIONES ESPECIFICADAS EN EL CUADRO MOSTRADO.

TRASLAPES Y EMPALMES PARA VIGAS Y ALIGERADOS

NOTAS

- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION
- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70 %
- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 CM. PARA FIERRO DE 3/8" Y 35 CM. PARA 1/2" O 5/8"



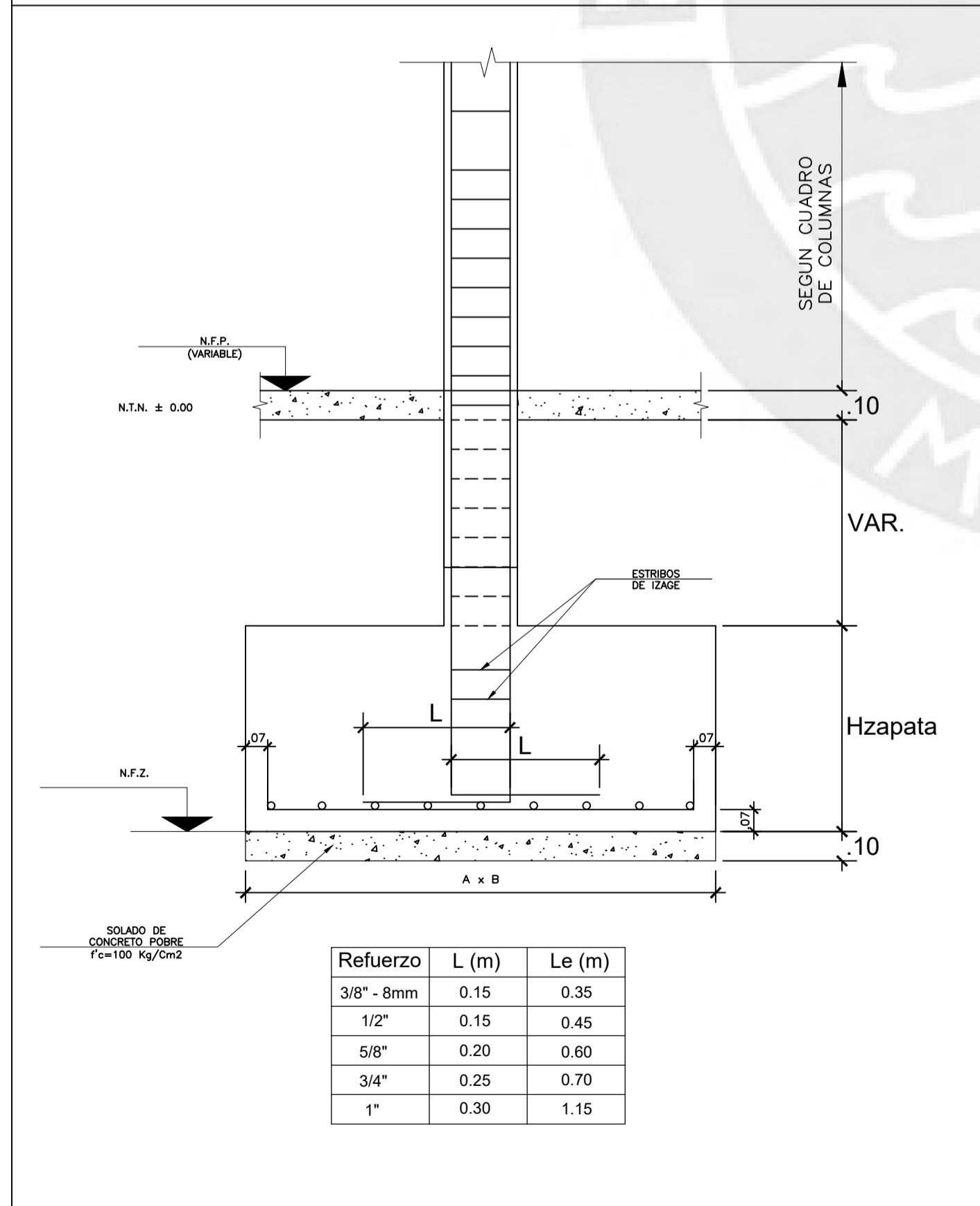
VALORES DE (m)

Ø	REFUERZO INFERIOR		REFUERZO SUPERIOR	
	h CUALQUIERA	h < 0.30	h < 0.30	h > 0.30
3/8"	0.40	0.40	0.40	0.45
1/2"	0.40	0.40	0.40	0.50
5/8"	0.50	0.45	0.45	0.60
3/4"	0.60	0.55	0.55	0.75
1"	1.15	1.00	1.00	1.30

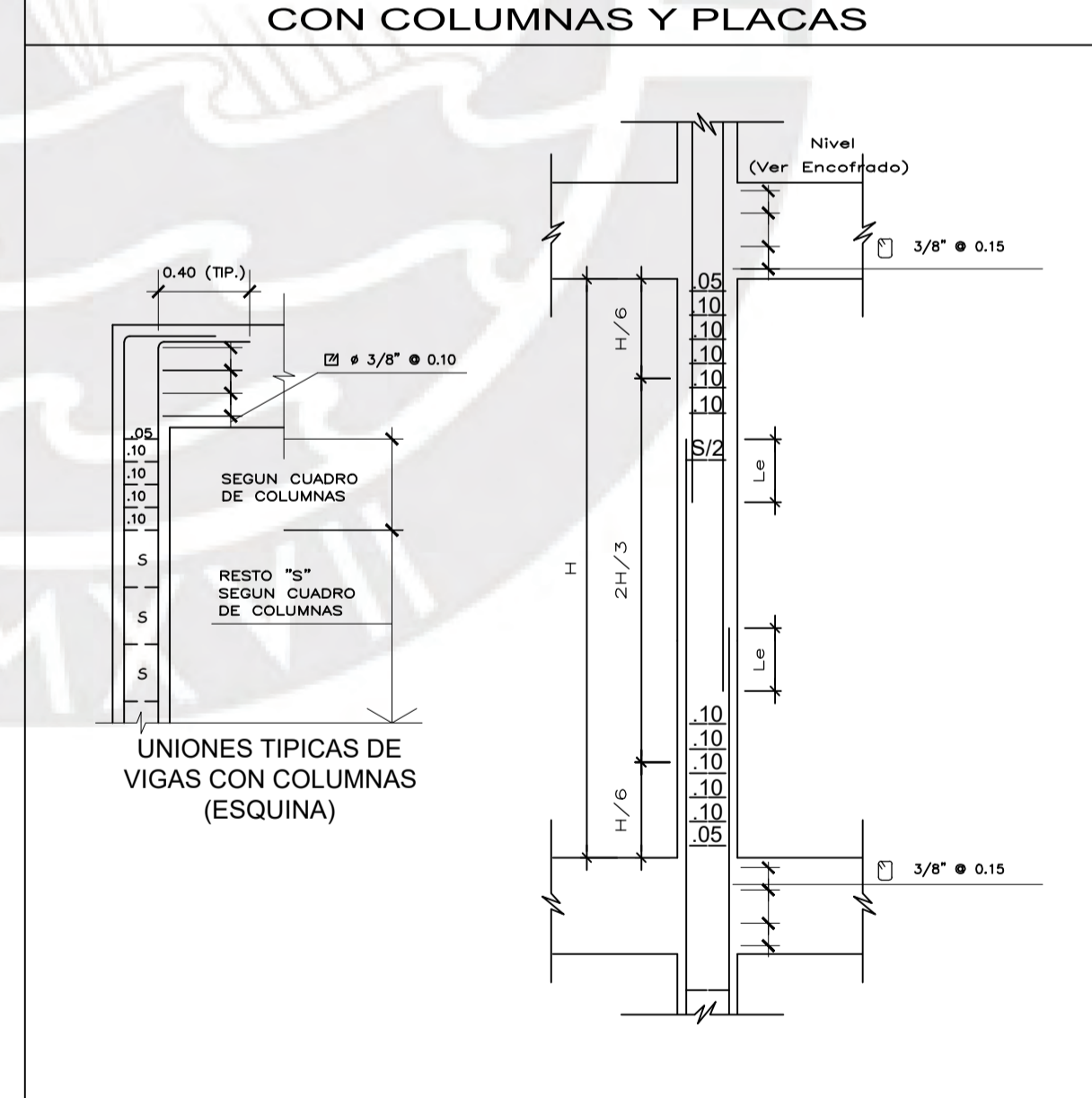
TRASLAPSE Y EMPALME VERTICAL

Ø	X
3/8"	0.40
1/2"	0.40
5/8"	0.50
3/4"	0.60

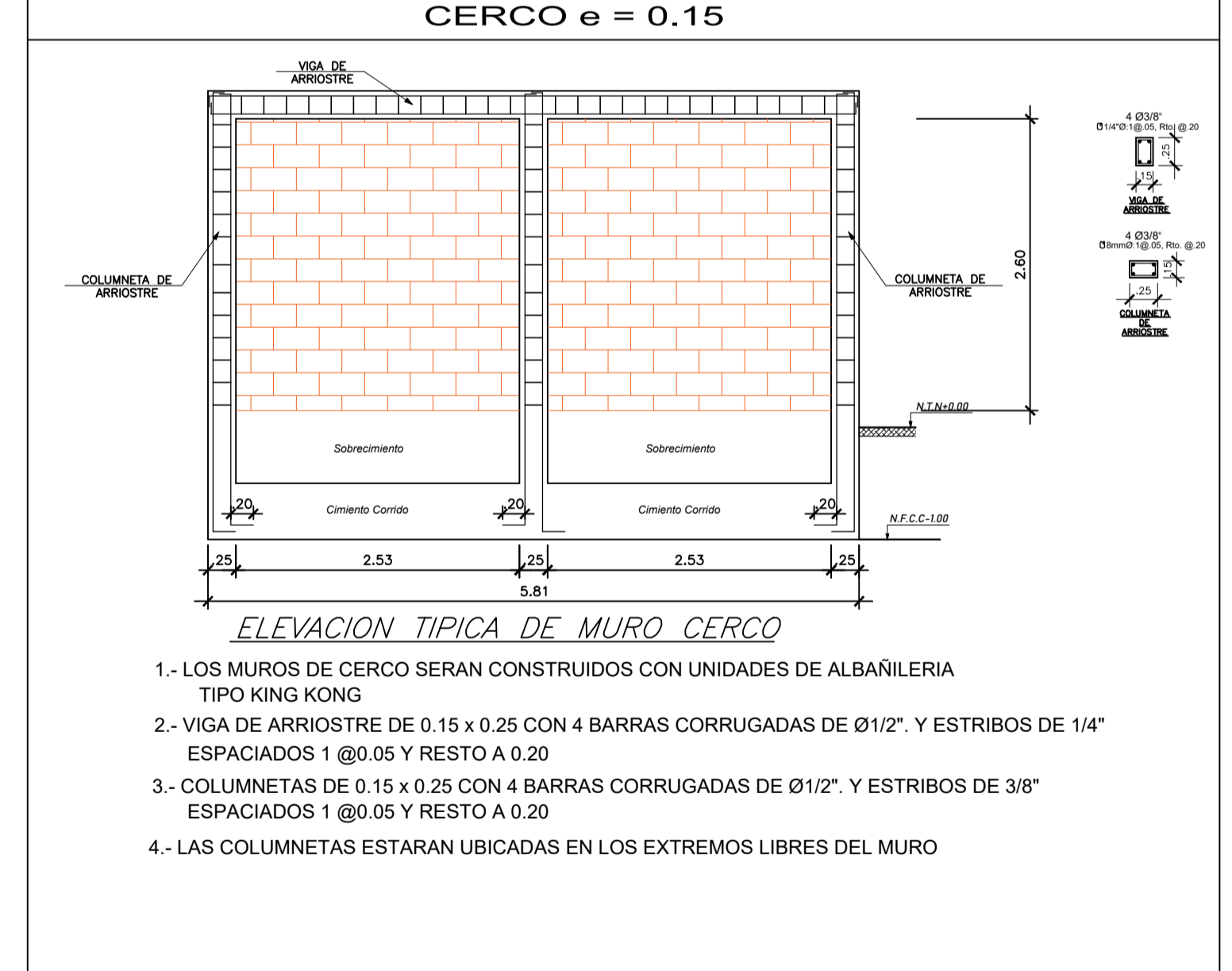
DETALLE TIPICO DE ZAPATA



UNIONES TIPICAS DE VIGAS CON COLUMNAS Y PLACAS



ESPECIFICACIONES PARA MURO CERCO e = 0.15



PROYECTO:

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS EN SURQUILLO

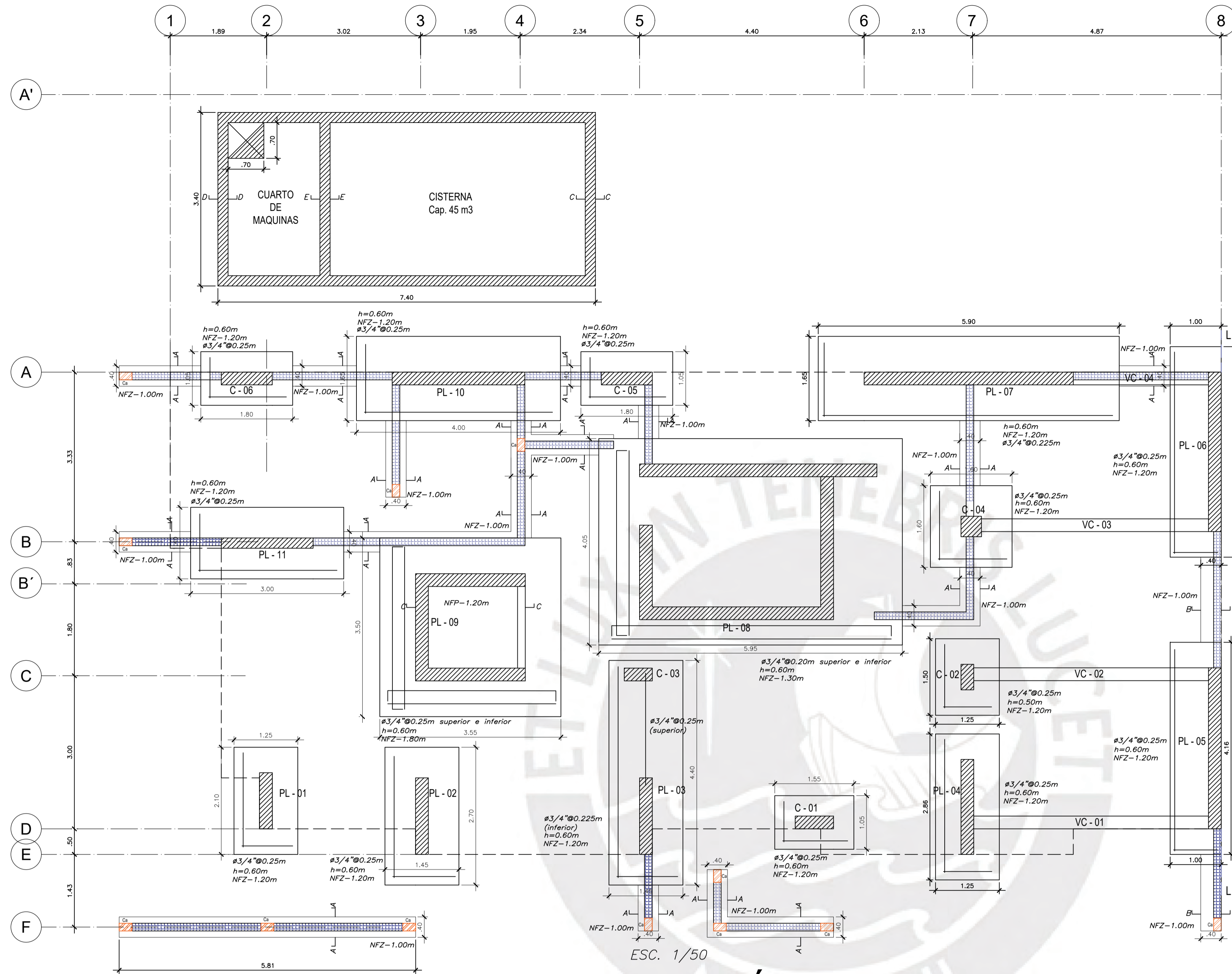
PRESENTADO POR EL BACHILLER:

WILLIAM ENRIQUE SÁNCHEZ ABANTO



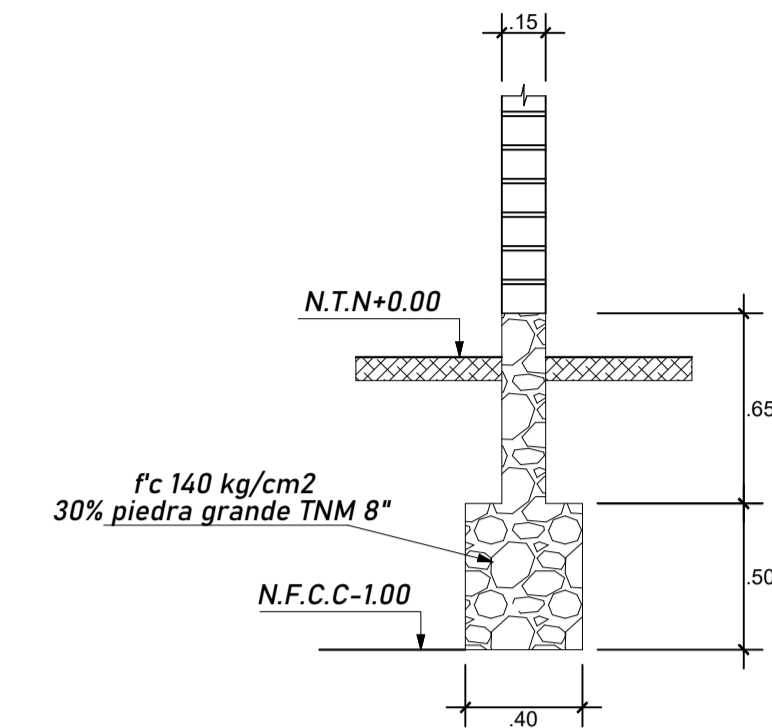
ASESOR: **ING. JOSE ACERO MARTINEZ**
PLANO: **ESPECIFICACIONES Y DETALLES GENERALES**
ESPECIALIDAD: **ESTRUCTURA** ESCALA: ... FECHA: **FEBRERO 2021**

E-01

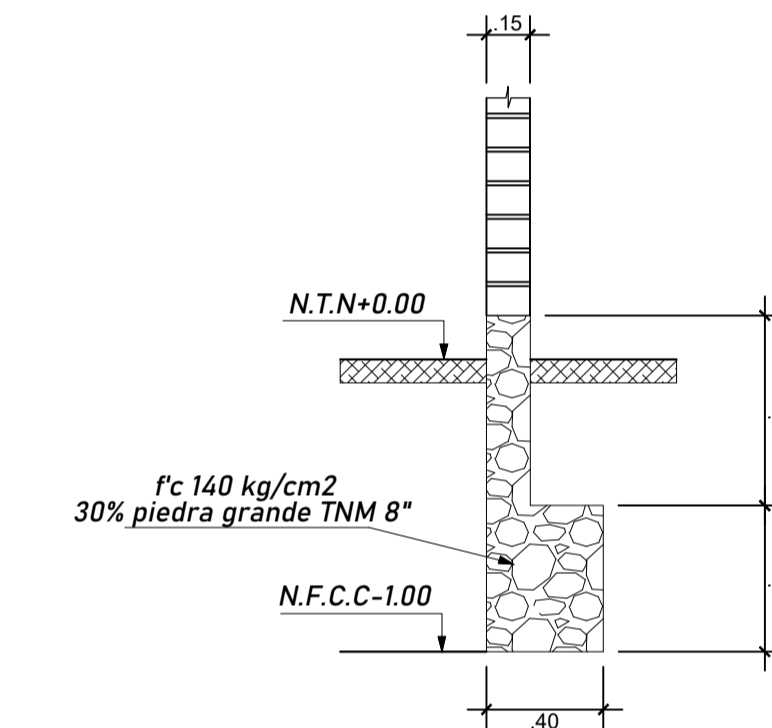


CIMENTACIÓN

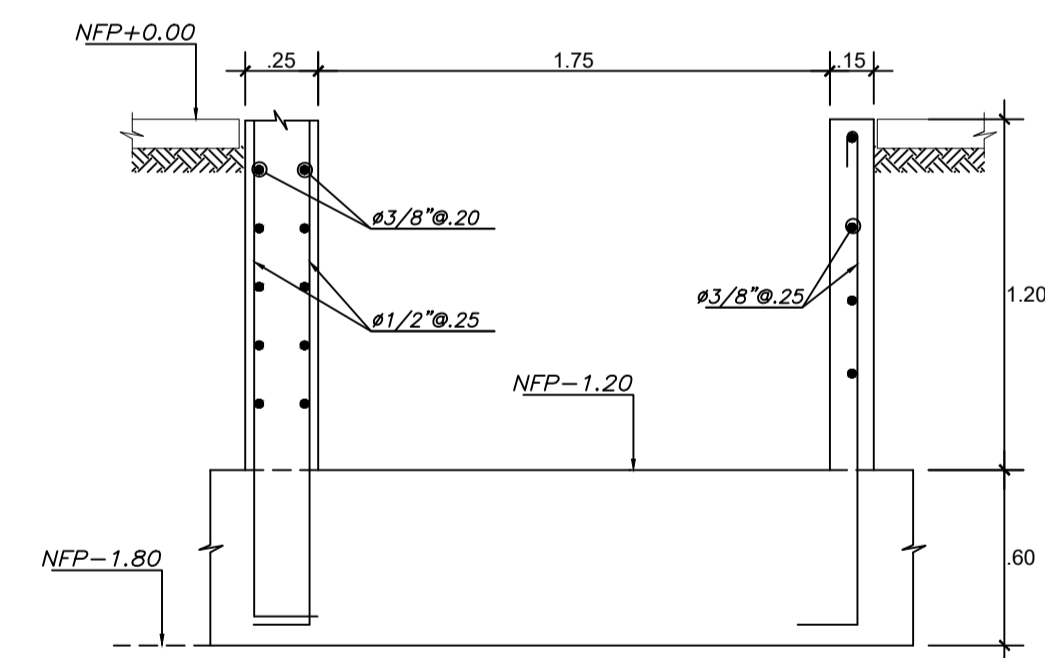
Placa
 Tabique



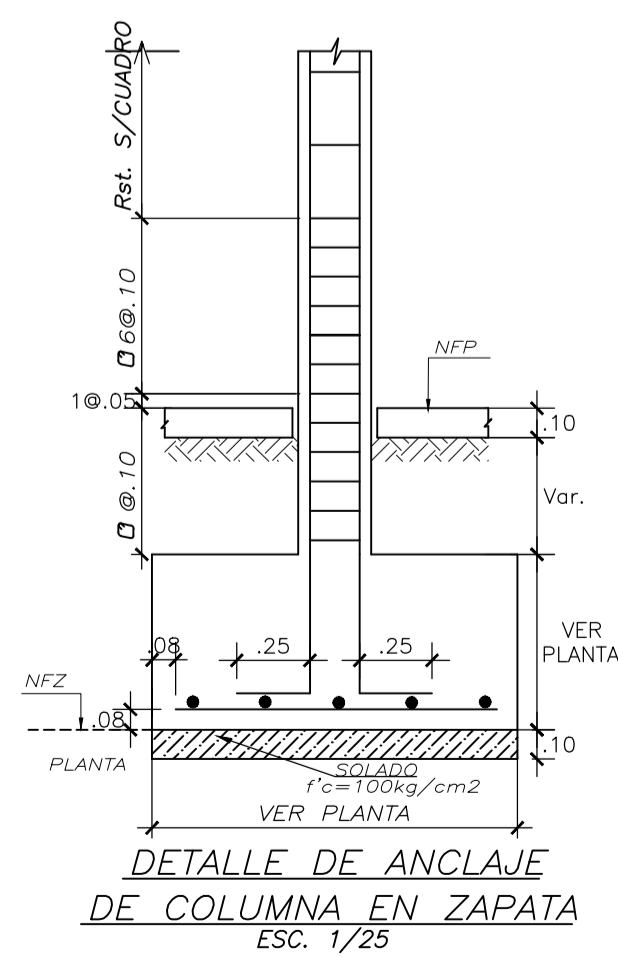
CORTE A-A
ESC. 1/25



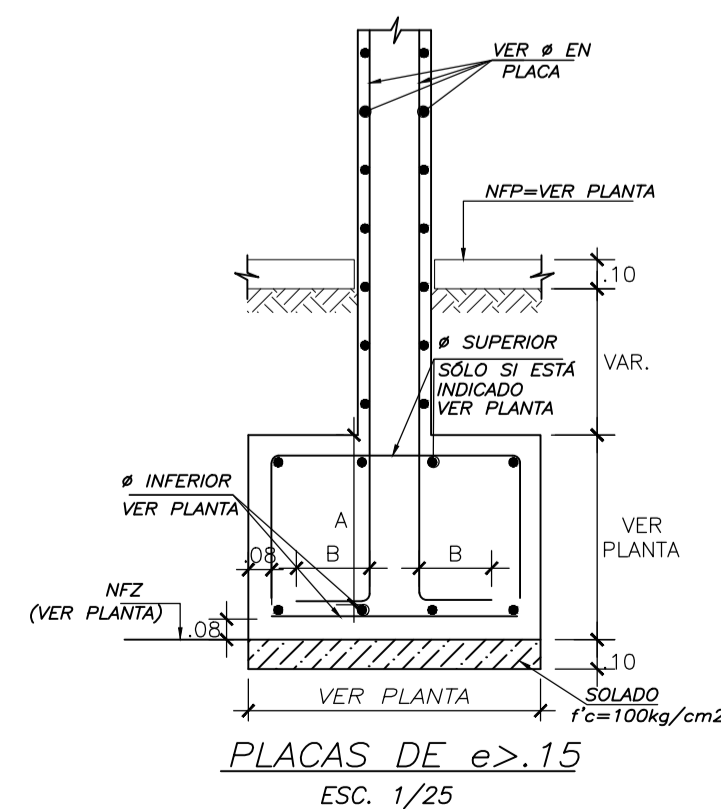
CORTE B-B
ESC. 1/25



CORTE C-C
ESC. 1/25

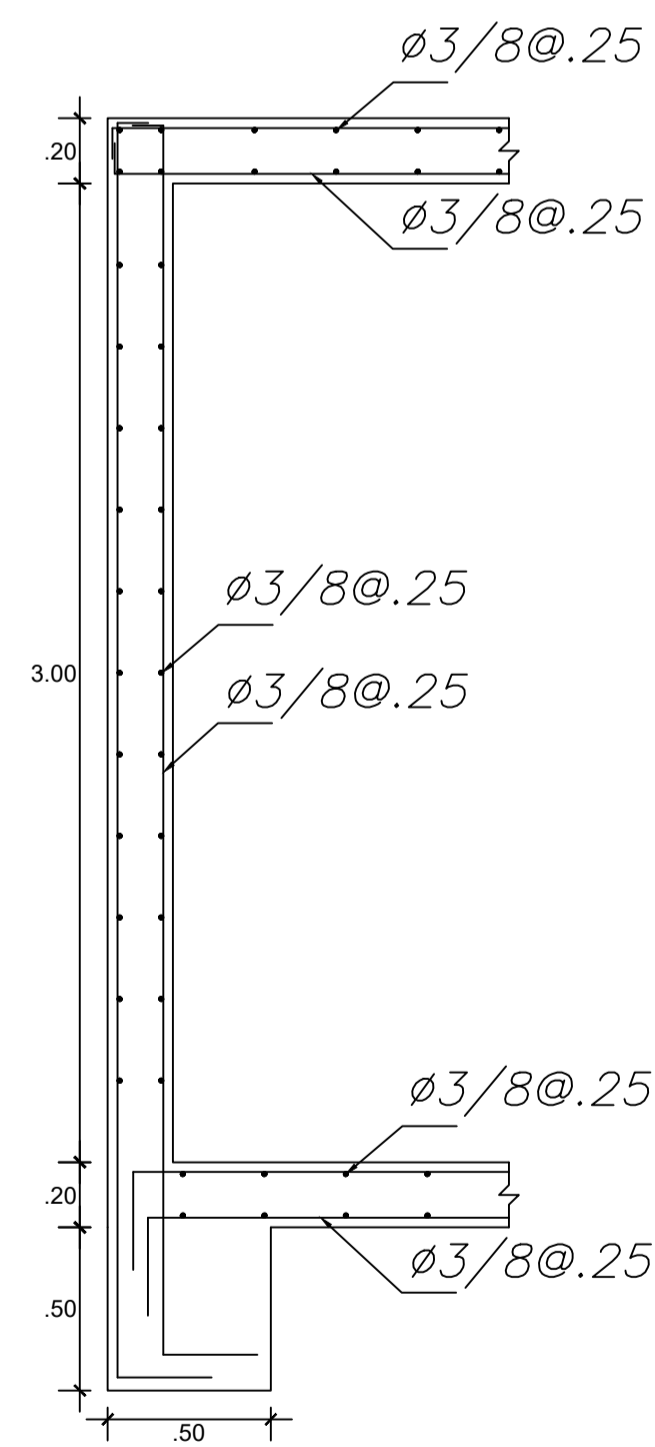
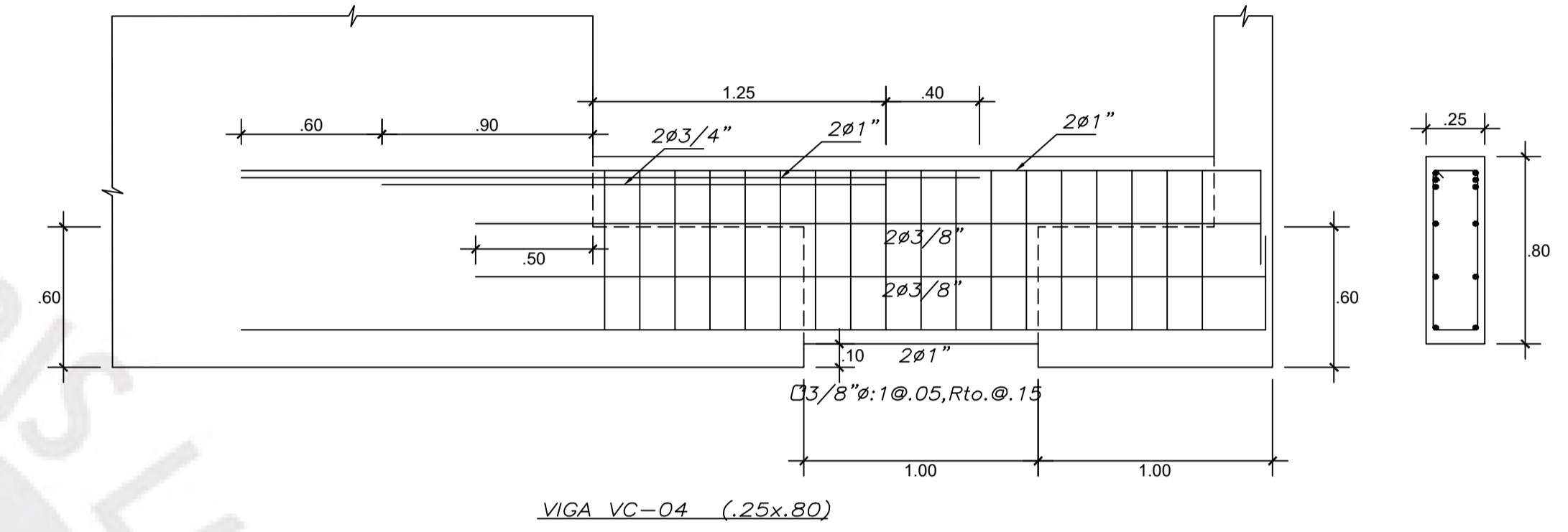
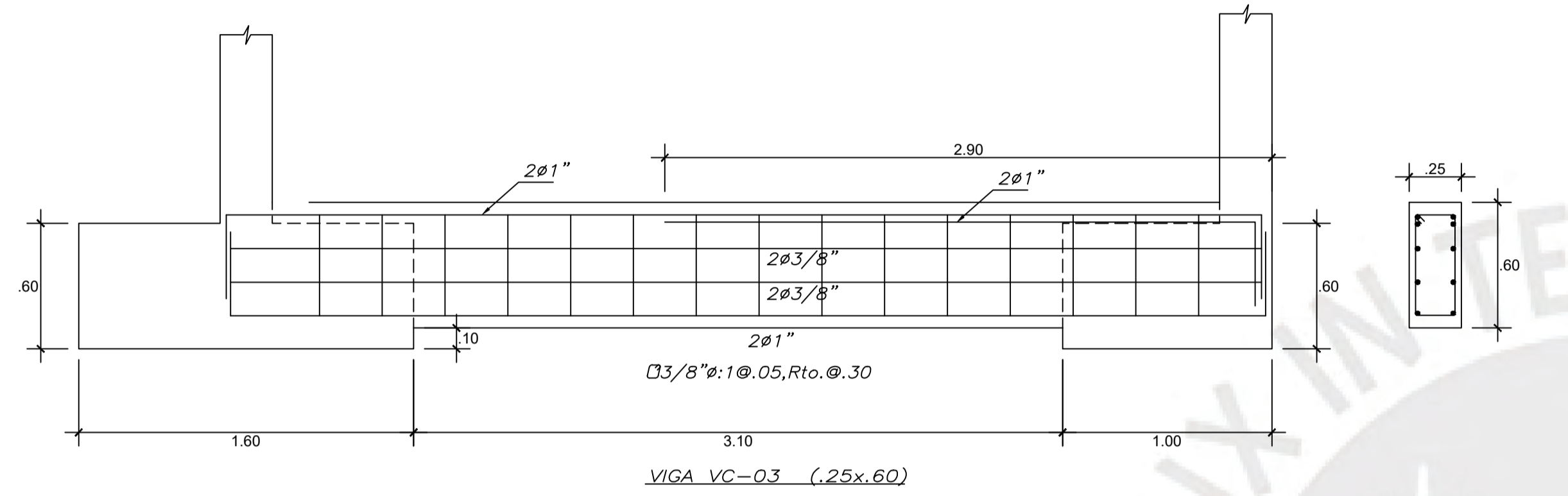
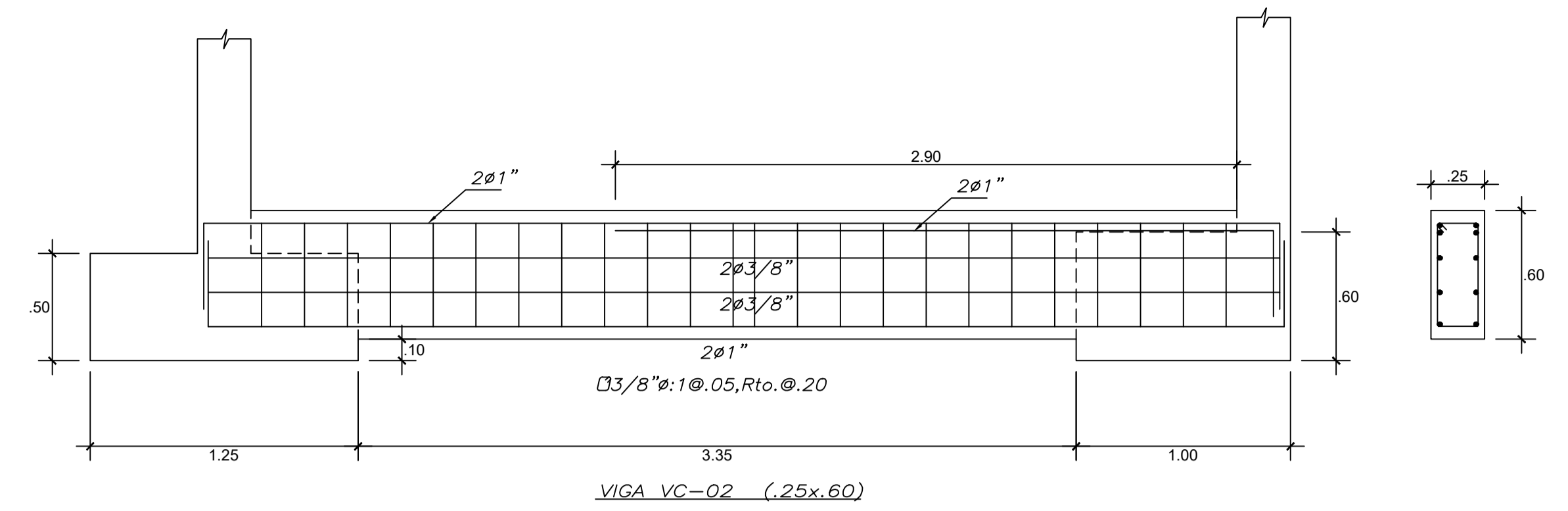
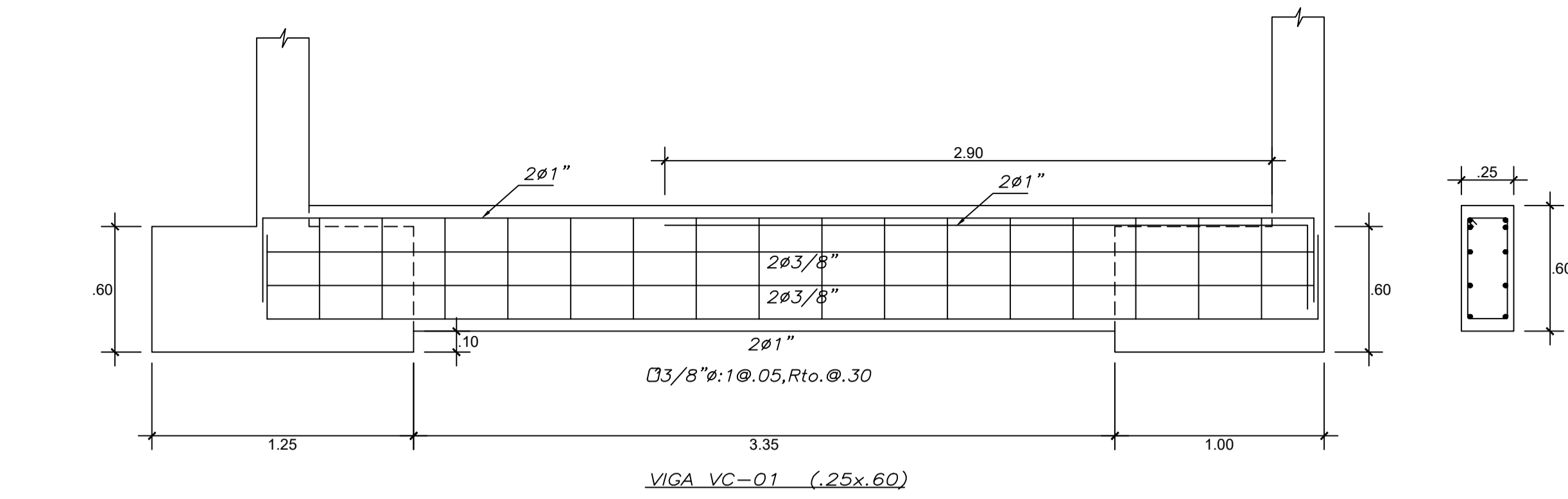


DETALLE DE ANCLAJE DE COLUMNA EN ZAPATA
ESC. 1/25

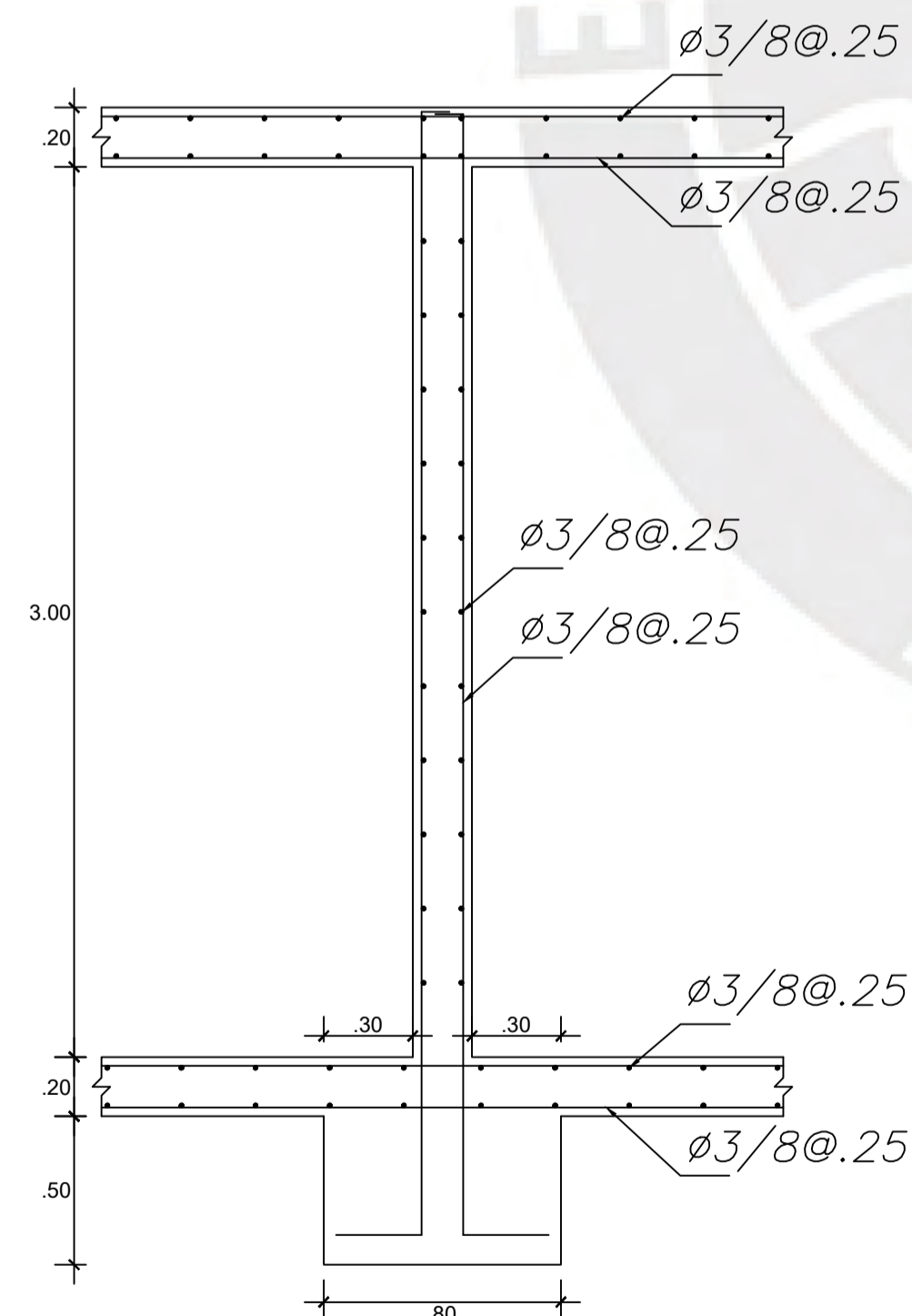


PLACAS DE e > 15
ESC. 1/25

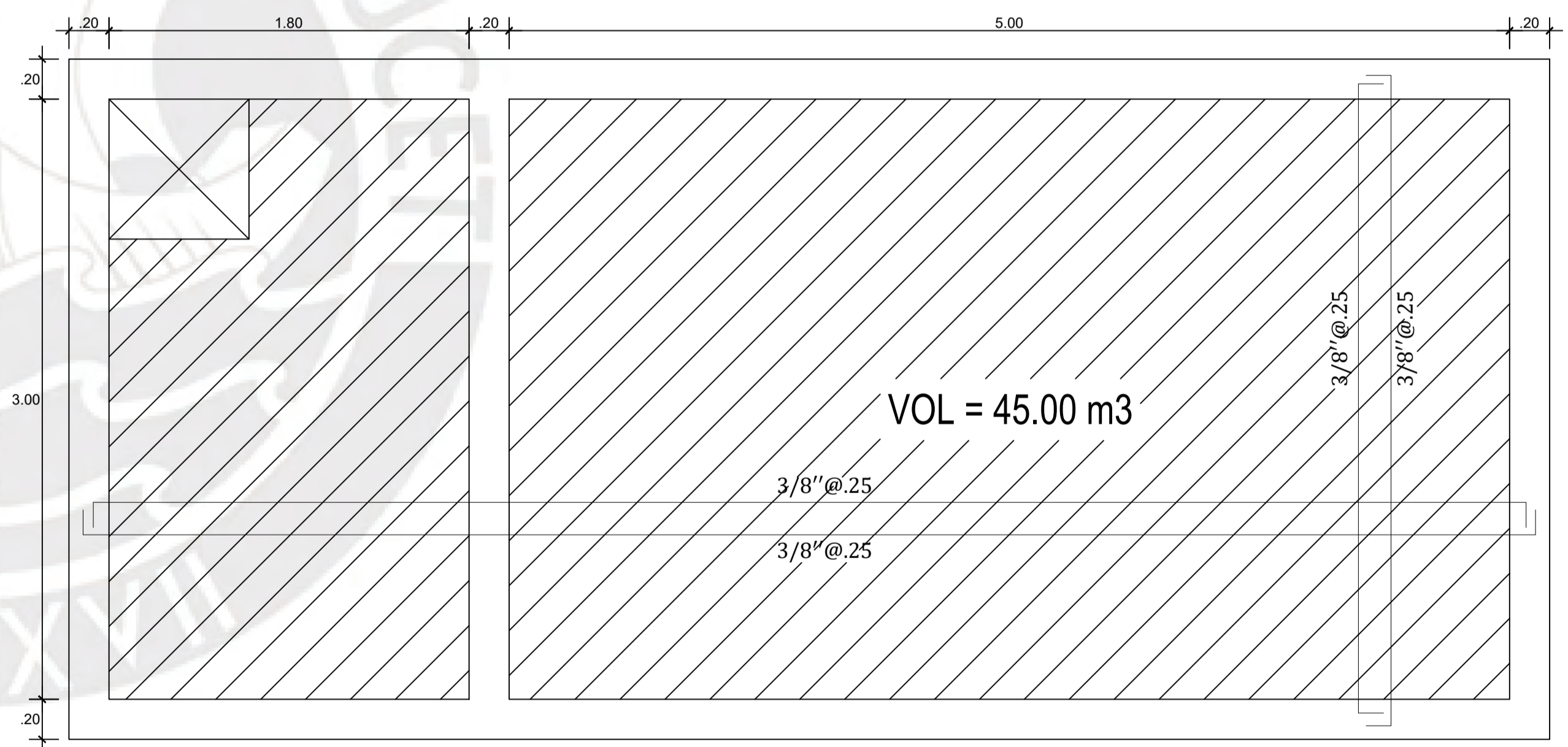
PROYECTO:			
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS EN SURQUILLO			
PRESENTADO POR EL BACHILLER:			
WILLIAM ENRIQUE SÁNCHEZ ABANTO			
ASESOR:	ING. JOSE ACERO MARTINEZ		
PLANO:	PLANTA DE CIMENTACIÓN		
ESPECIALIDAD:	ESCALA:	FECHA:	E-02
ESTRUCTURA	1/50	FEBRERO 2021	




CORTE D-D
ESC. 1/25

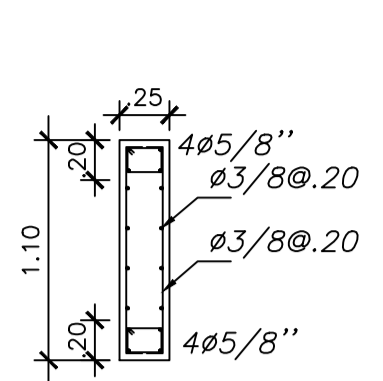


CORTE E-E
ESC. 1/25

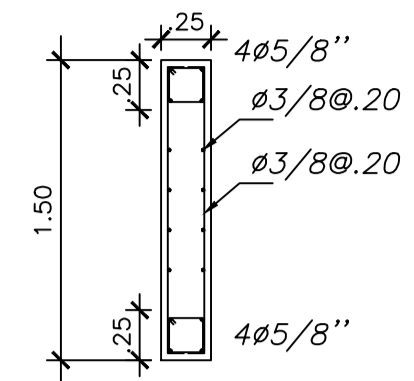


PLANTA DE CISTERNA

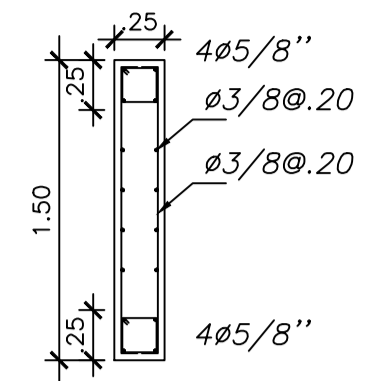
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS EN SURQUILLO			
PRESENTADO POR EL BACHILLER: WILLIAM ENRIQUE SÁNCHEZ ABANTO			
	ASESOR: ING. JOSE ACERO MARTINEZ	E-03	
	PLANO: CISTERNA Y VIGAS DE CIMENTACIÓN		
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURA		



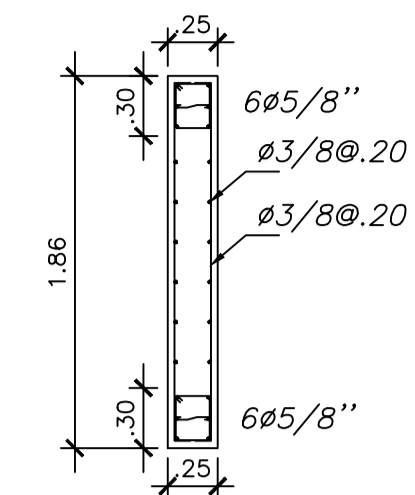
Placa PL-1
DEL 1er al 7mo PISO
⌈ 3/8"⌋: 1@.05, 5@.15, Rto@.25



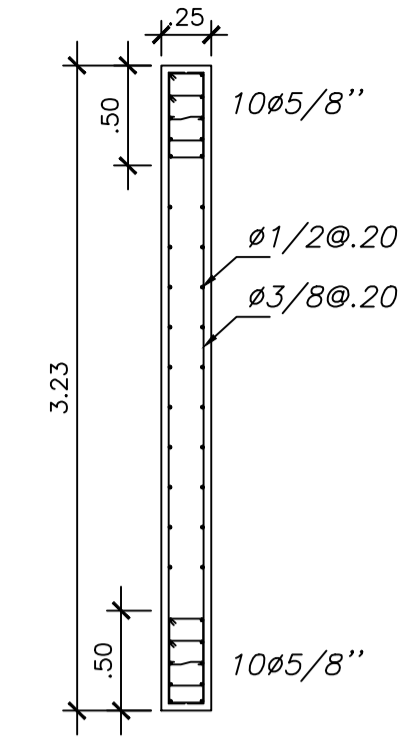
Placa PL-2
DEL 1er al 7mo PISO
⌈ 3/8"⌋: 1@.05, 5@.15, Rto@.25



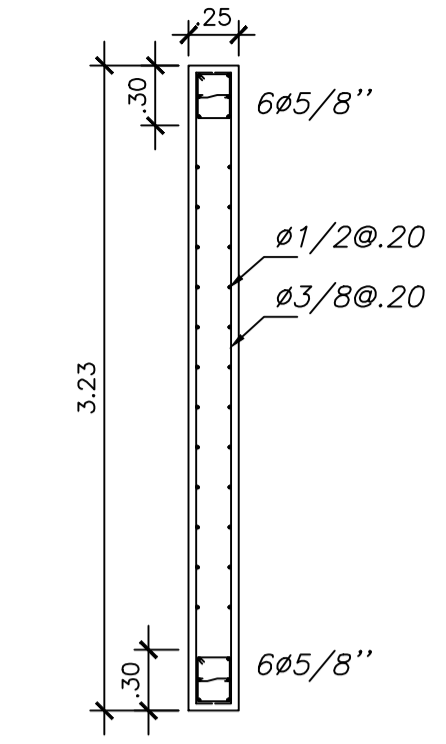
Placa PL-3
DEL 1er al 7mo PISO
⌈ 3/8"⌋: 1@.05, 5@.15, Rto@.25



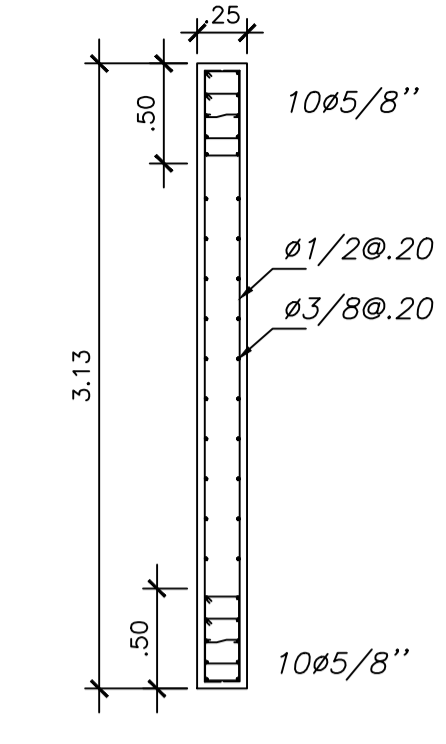
Placa PL-4
DEL 1er al 7mo PISO
⌈ 3/8"⌋: 1@.05, 5@.15, Rto@.25



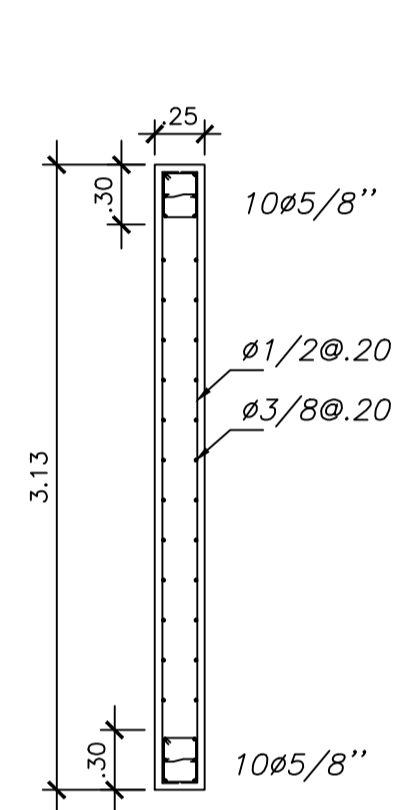
Placa PL-5
DEL 1er al 7mo PISO
⌈ 3/8"⌋: 1@.05, 5@.15, Rto@.25



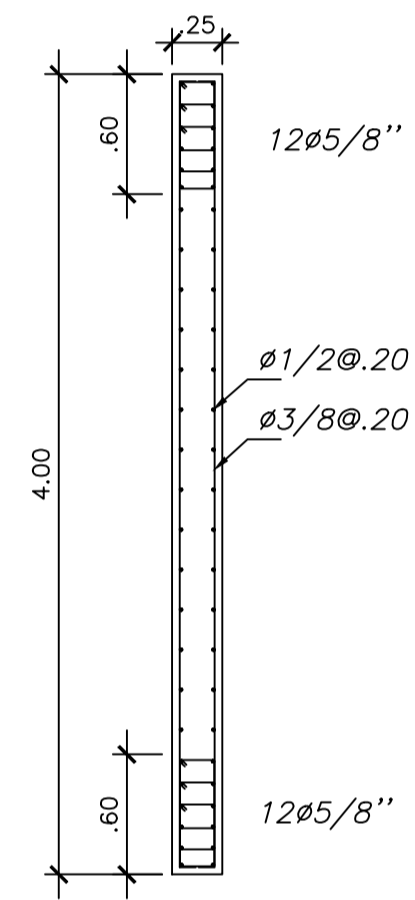
Placa PL-5
DEL 3er al 7mo PISO
⌈ 3/8"⌋: 1@.05, 5@.15, Rto@.25



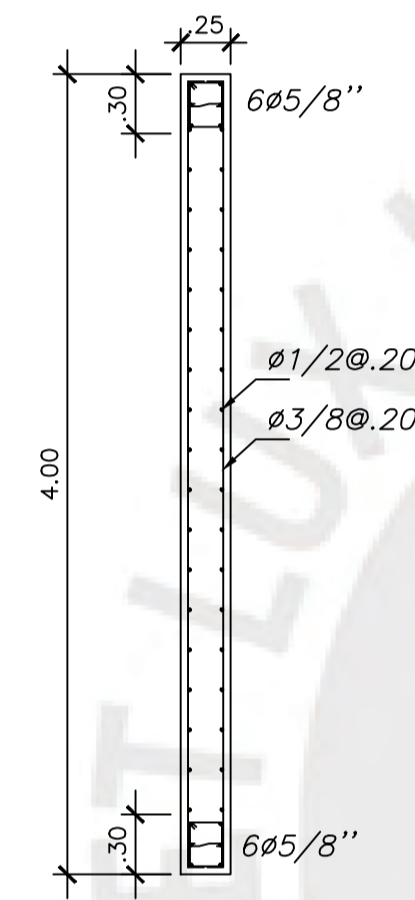
Placa PL-6
DEL 1er al 2do PISO
⌈ 3/8"⌋: 1@.05, 5@.15, Rto@.25



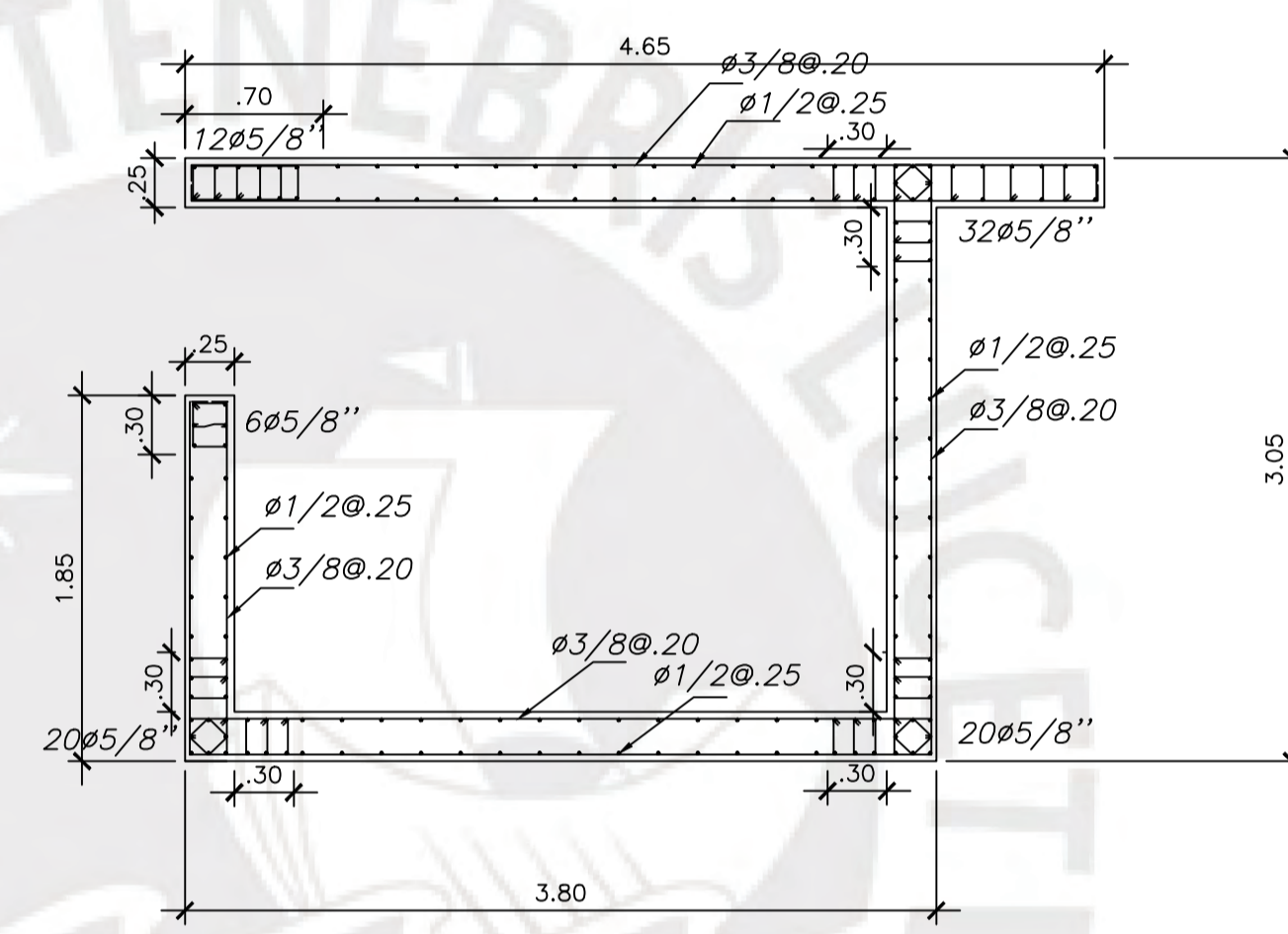
Placa PL-6
DEL 3er al 7mo PISO
⌈ 3/8"⌋: 1@.05, 5@.15, Rto@.25



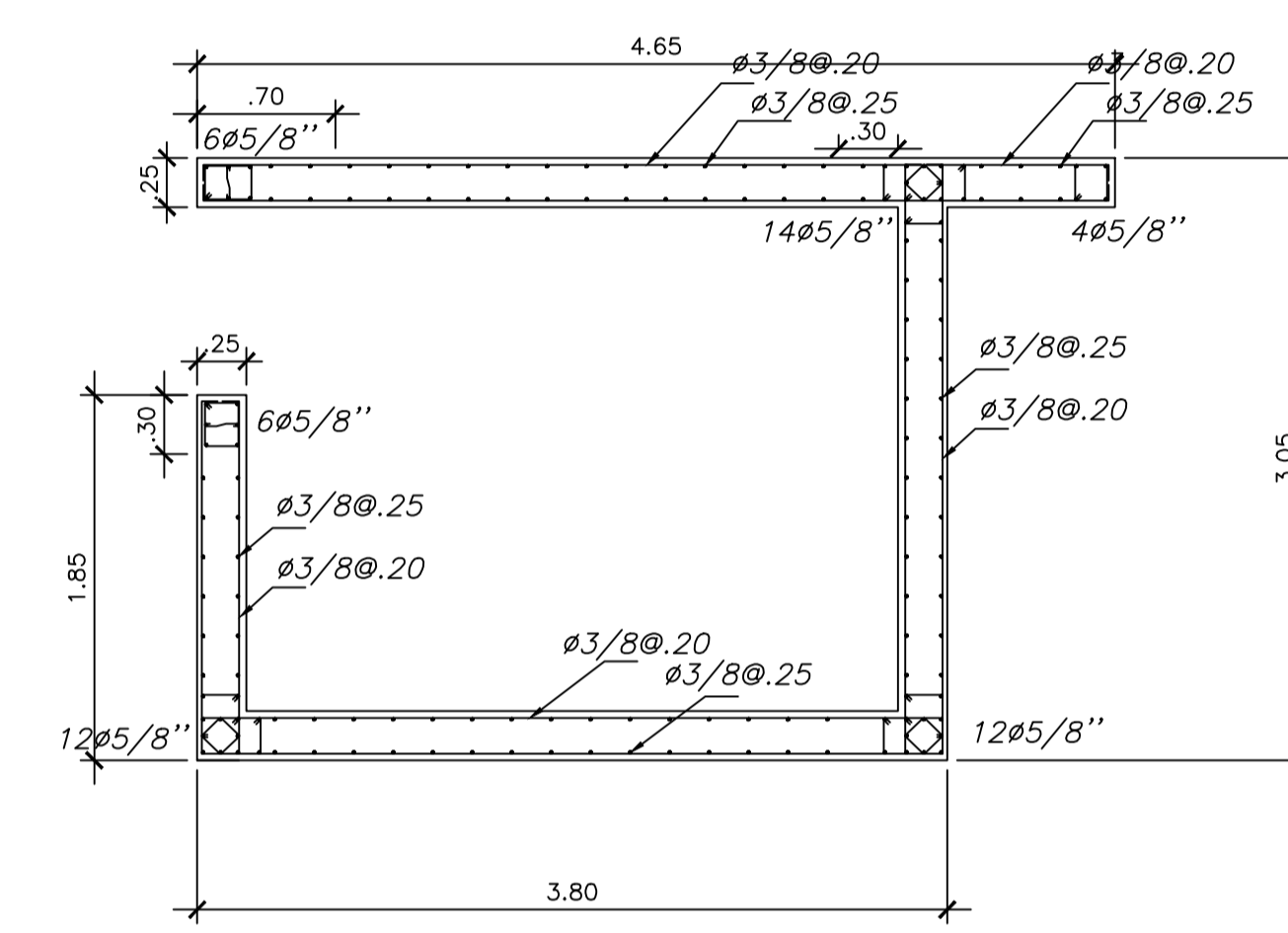
Placa PL-7
DEL 1er al 2do PISO
⌈ 3/8"⌋: 1@.05, 5@.15, Rto@.25



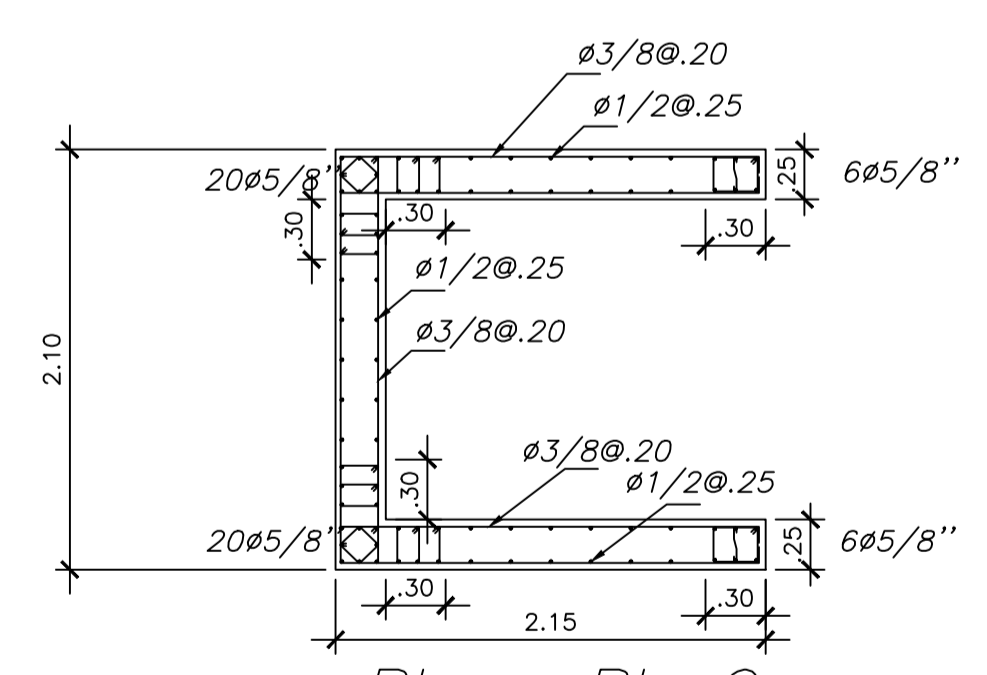
Placa PL-7
DEL 3er al 7mo PISO
⌈ 3/8"⌋: 1@.05, 5@.15, Rto@.25



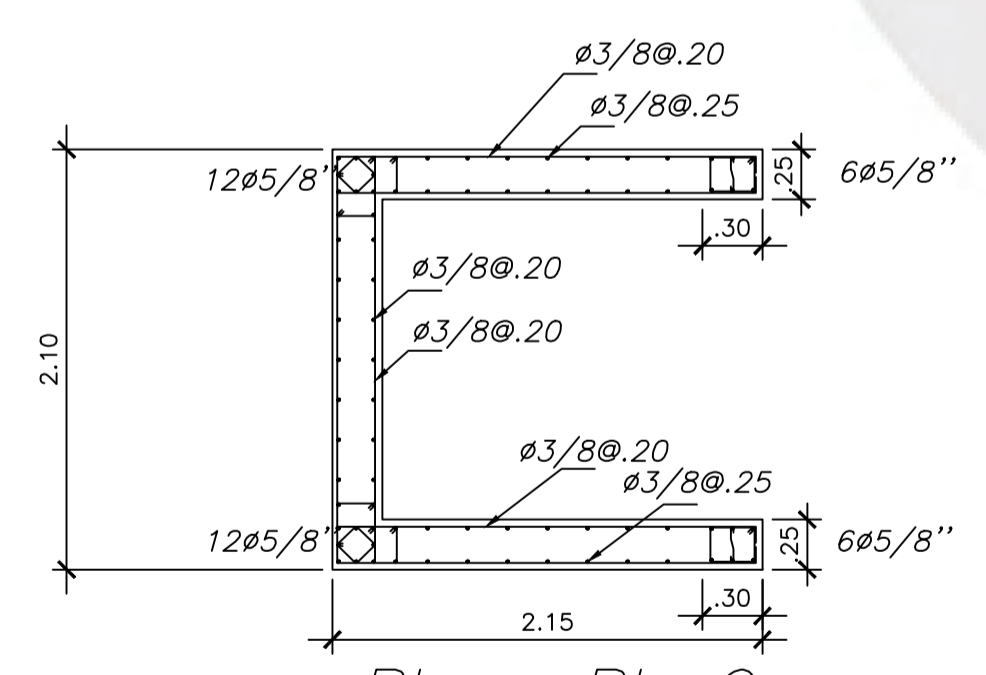
Placa PL-8
DEL 1er al 2do PISO
⌈ 3/8"⌋: 1@.05, 5@.15, Rto@.25



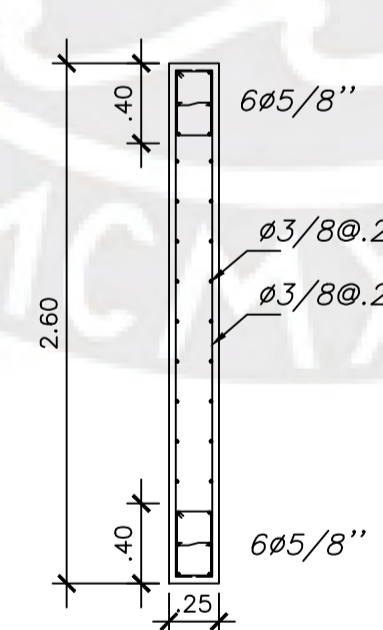
Placa PL-8
DEL 3er al 7mo PISO
⌈ 3/8"⌋: 1@.05, 5@.15, Rto@.25



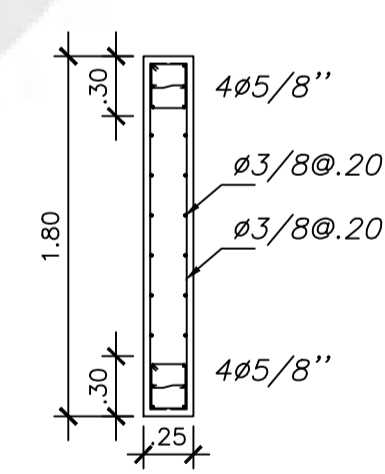
Placa PL-9
DEL 1er al 2do PISO
⌈ 3/8"⌋: 1@.05, 5@.15, Rto@.25




Placa PL-9
DEL 3er al 7mo PISO
⌈ 3/8"⌋: 1@.05, 5@.15, Rto@.25

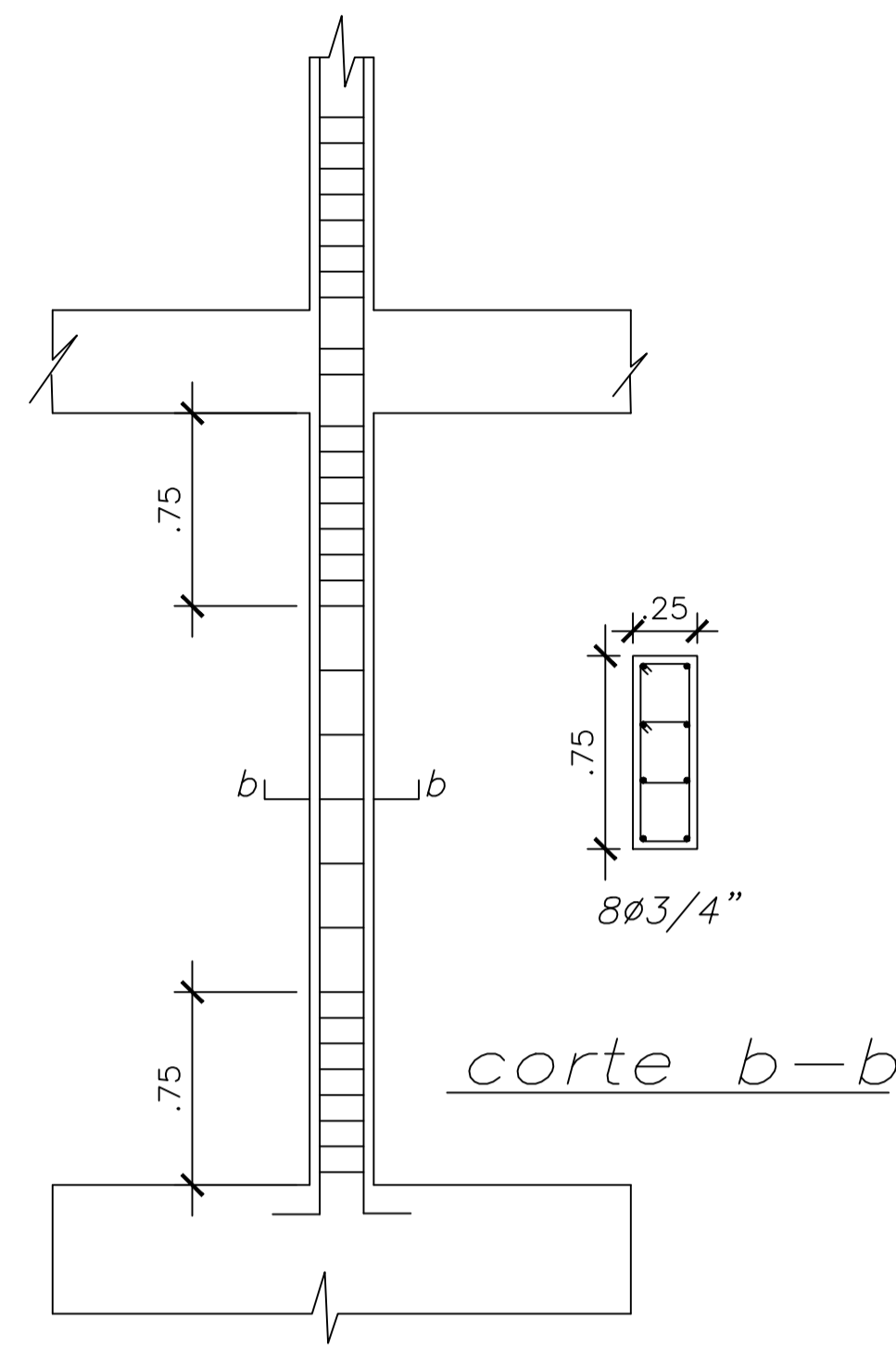


Placa PL-10
DEL 1er al 7mo PISO
⌈ 3/8"⌋: 1@.05, 5@.15, Rto@.25

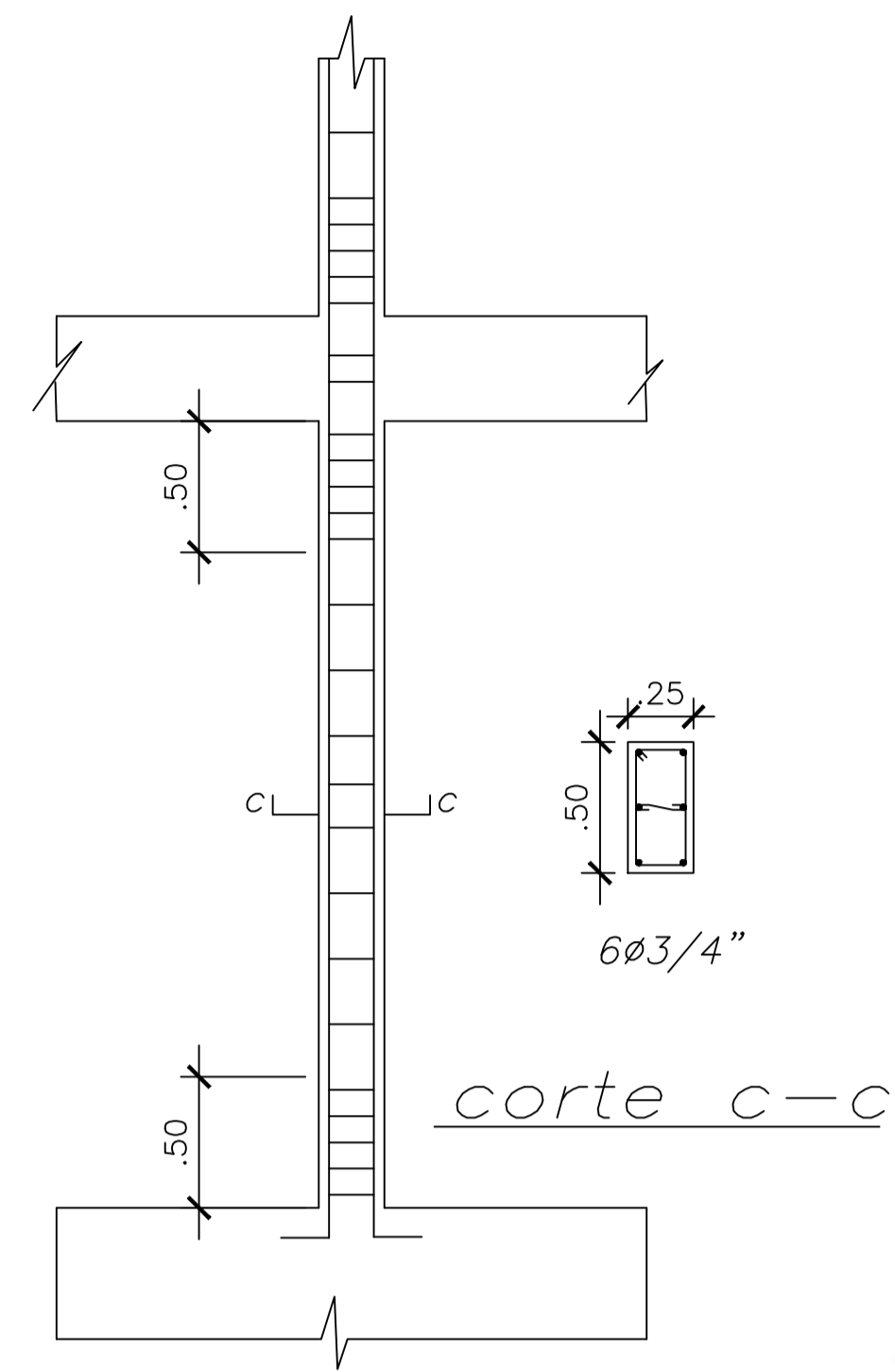


Placa PL-11
DEL 1er al 7mo PISO
⌈ 3/8"⌋: 1@.05, 5@.15, Rto@.25

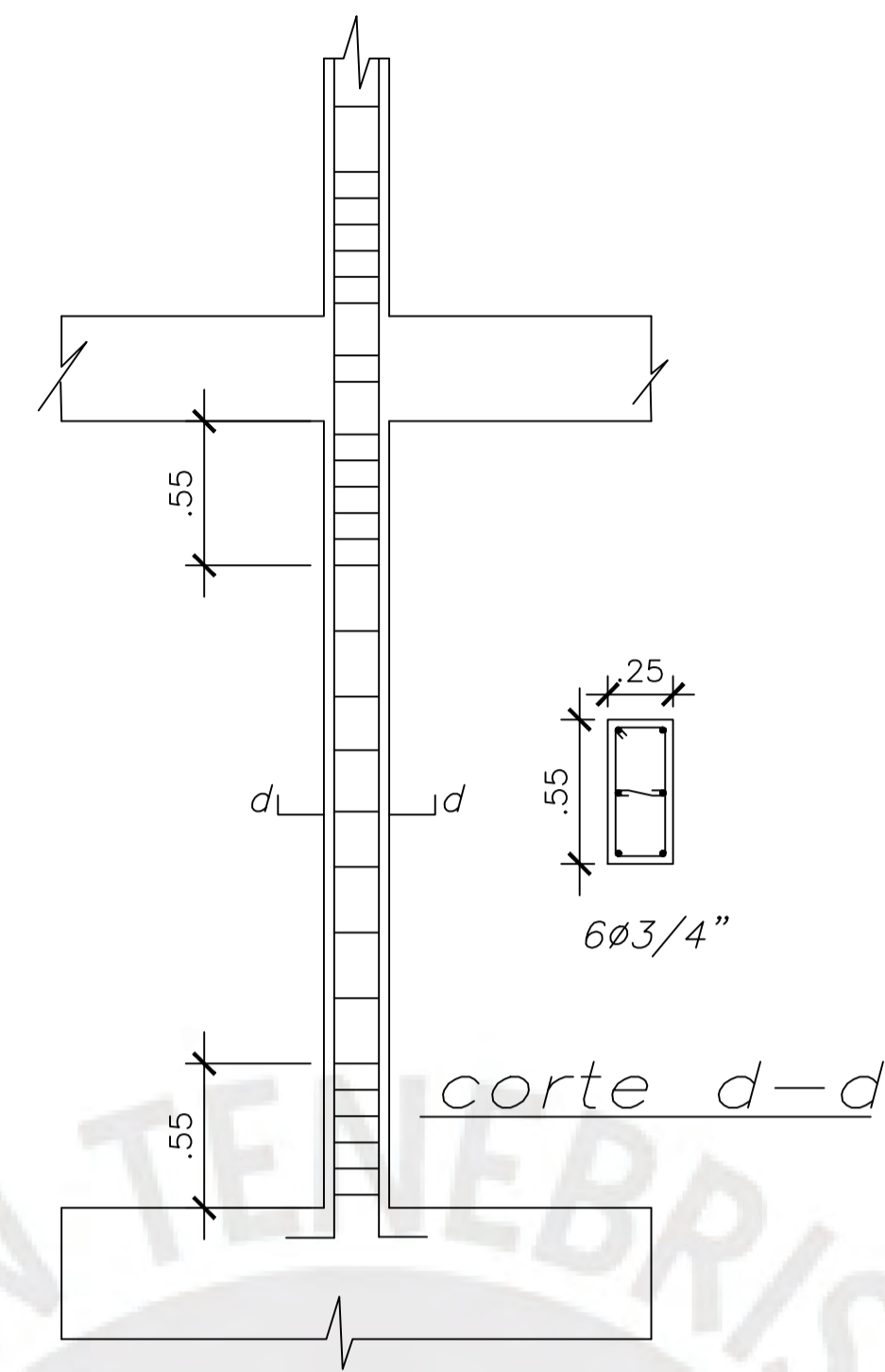
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS EN SURQUILLO			
PRESENTADO POR EL BACHILLER: WILLIAM ENRIQUE SÁNCHEZ ABANTO			
	ASESOR: ING. JOSE ACERO MARTINEZ	E-04	
	PLANO: CUADRO DE PLACAS		
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURA	ESCALA: 1/50	FECHA: FEBRERO 2021	



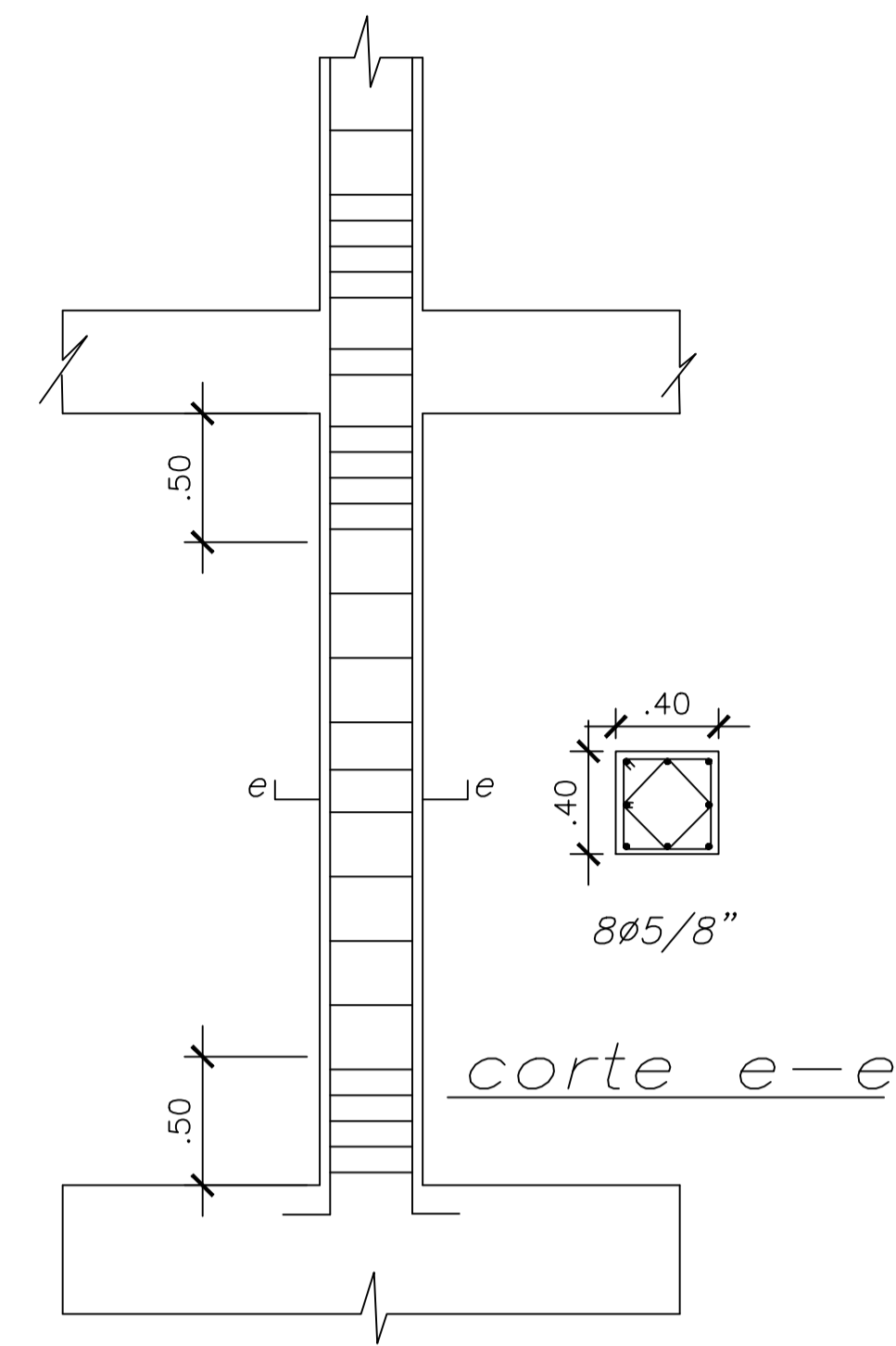
Columna C-1
 $\nabla 3/8" \phi: 1 @ .05, 7 @ .10, Rto @ .25$



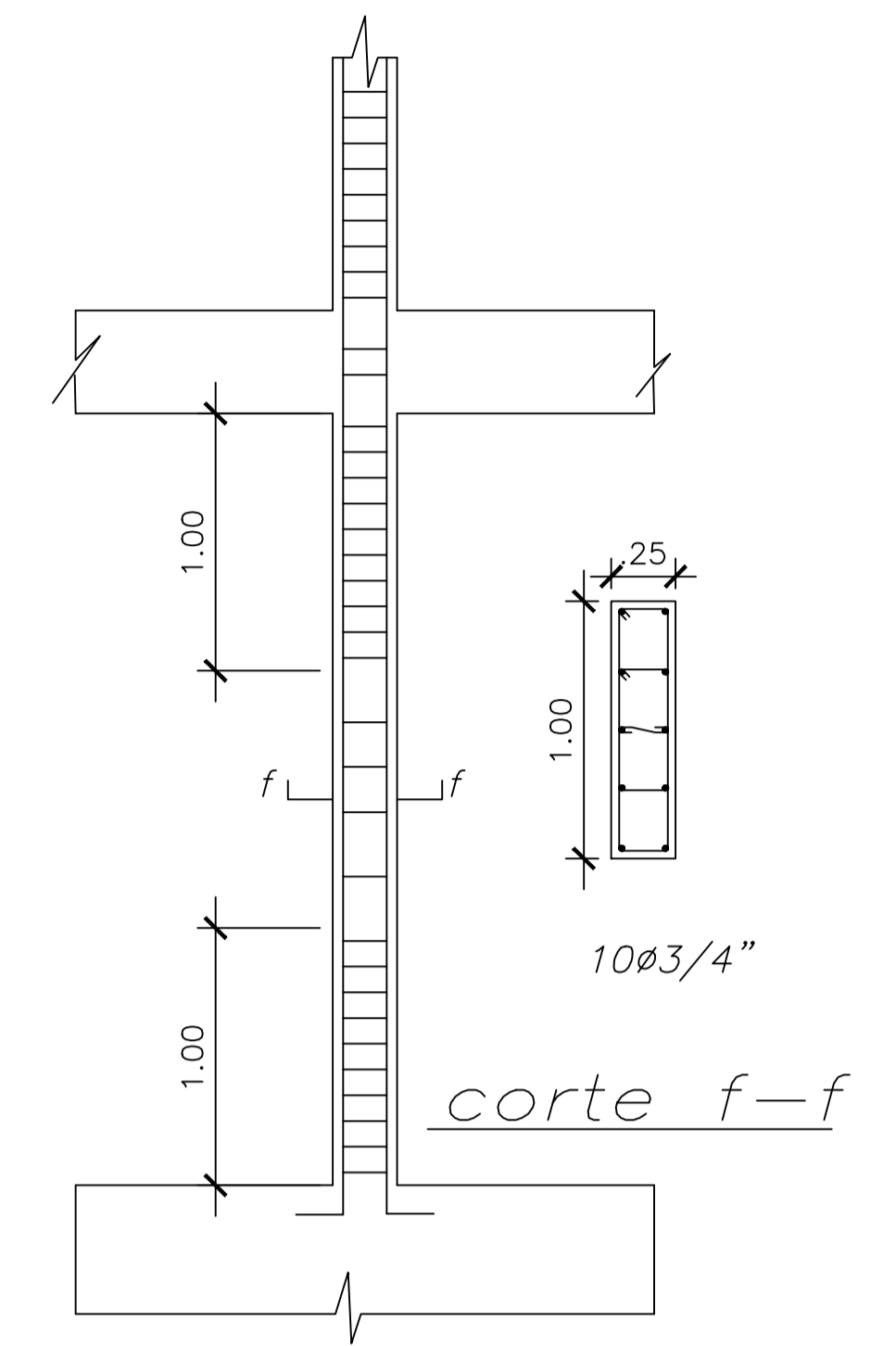
Columna C-2
 $\nabla 3/8" \phi: 1 @ .05, 4 @ .10, Rto @ .25$



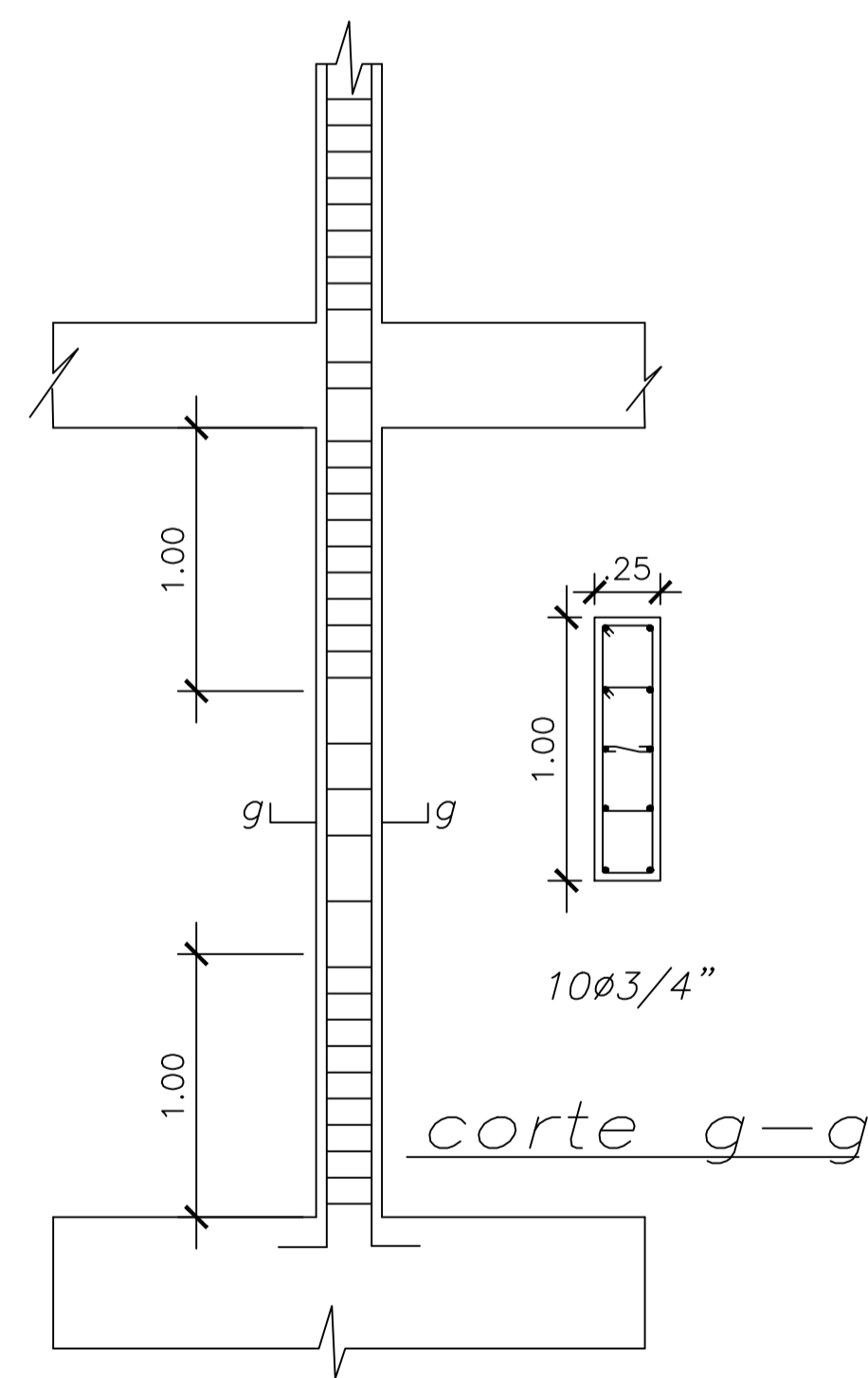
Columna C-3
 $\nabla 3/8" \phi: 1 @ .05, 5 @ .10, Rto @ .25$



Columna C-4
 $\nabla 3/8" \phi: 1 @ .05, 4 @ .10, Rto @ .25$



Columna C-5
 $\nabla 3/8" \phi: 1 @ .05, 9 @ .10, Rto @ .25$



Columna C-6
 $\nabla 3/8" \phi: 1 @ .05, 9 @ .10, Rto @ .25$



PROYECTO:

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS EN SURQUILLO

PRESENTADO POR EL BACHILLER:

WILLIAM ENRIQUE SÁNCHEZ ABANTO



ASESOR:

ING. JOSE ACERO MARTINEZ

PLANO:

CUADRO DE COLUMNAS

ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURA

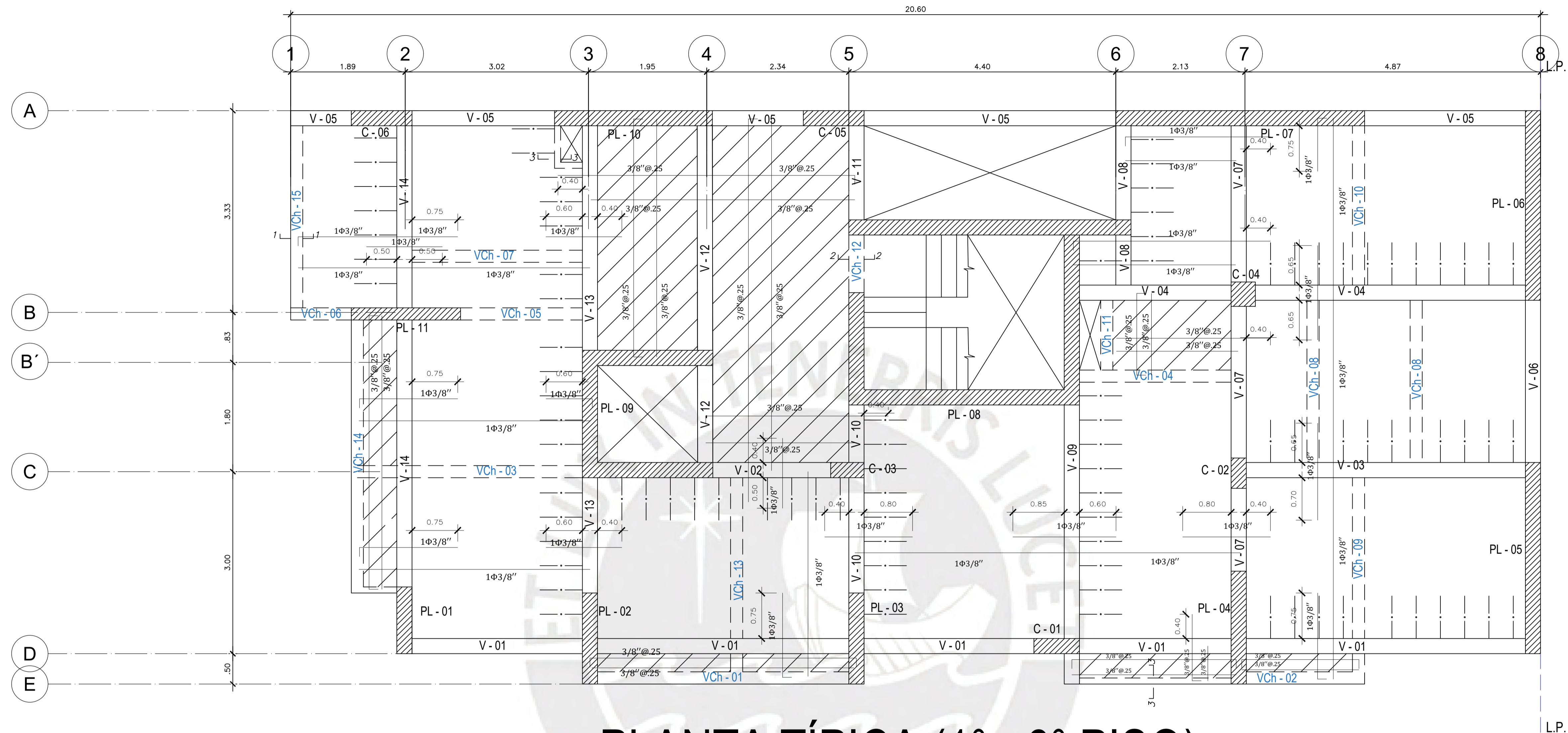
ESCALA:

1/50

FECHA:

FEBRERO 2021

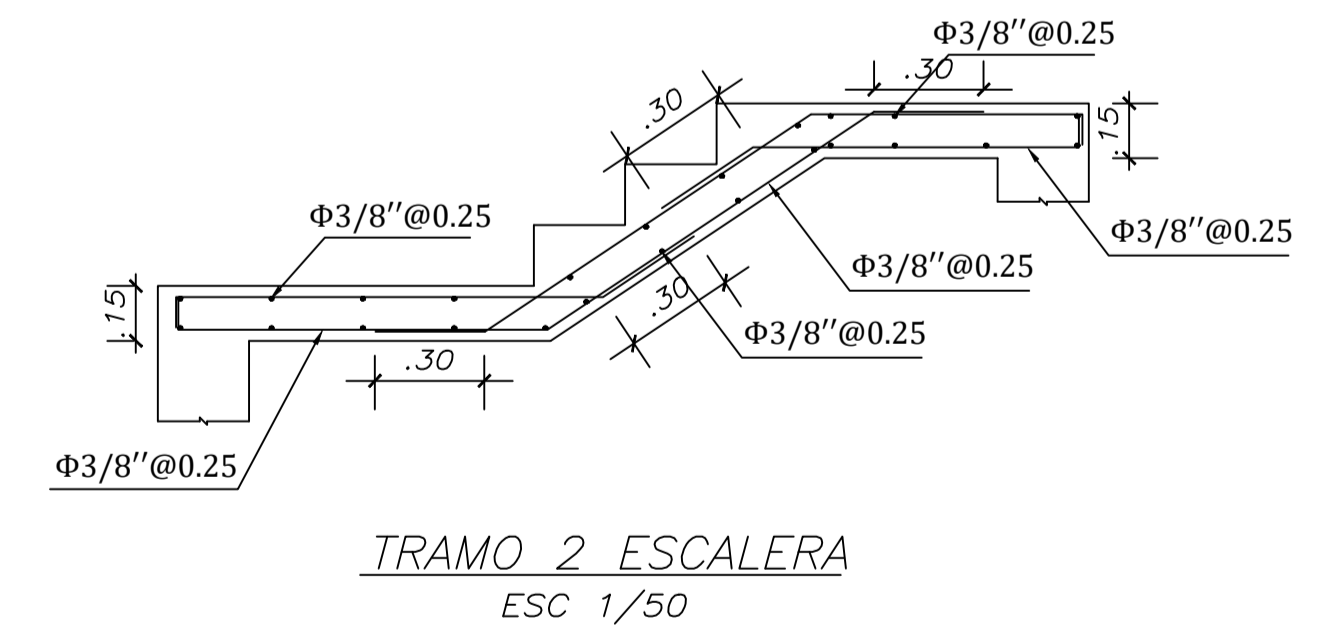
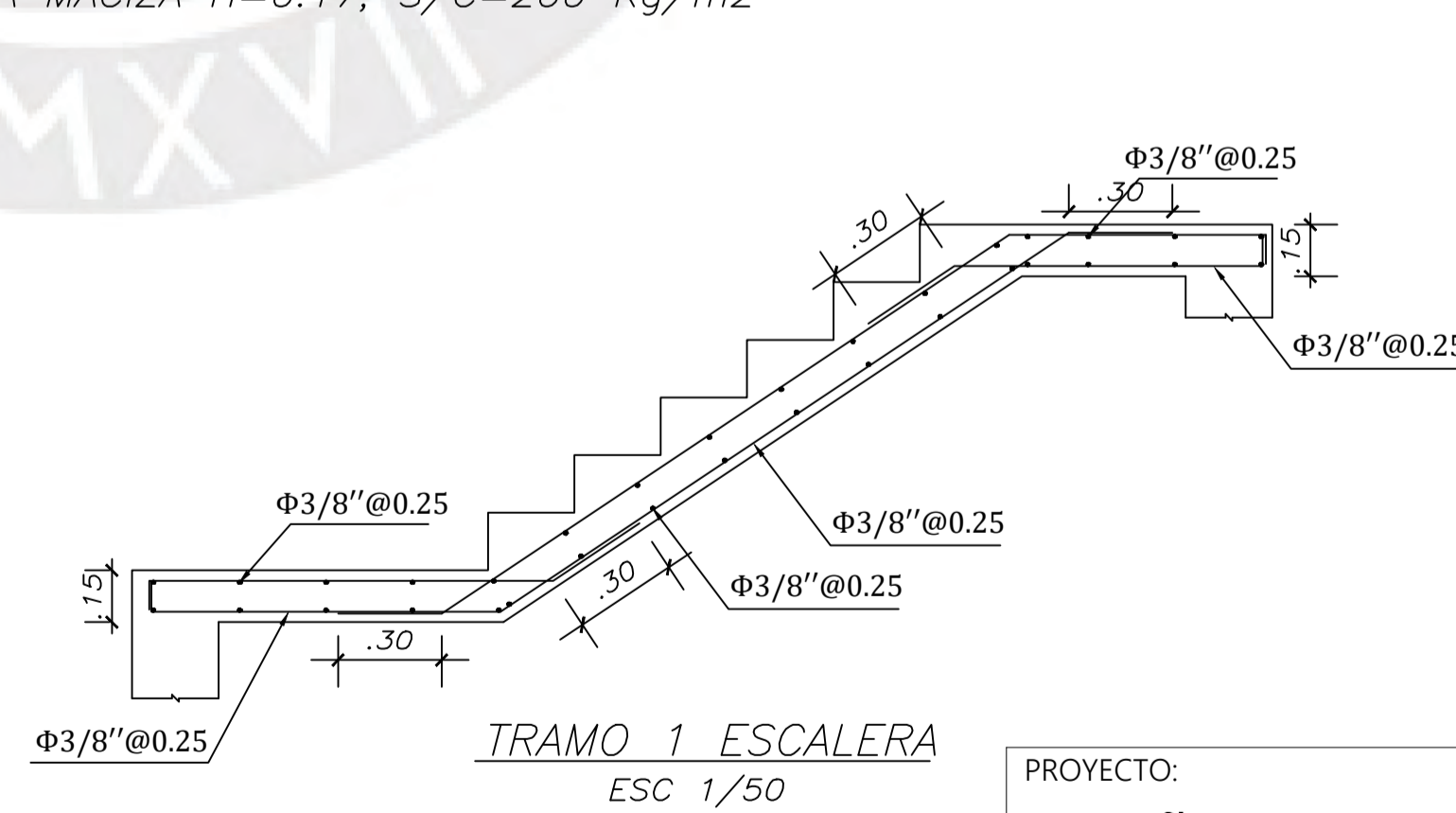
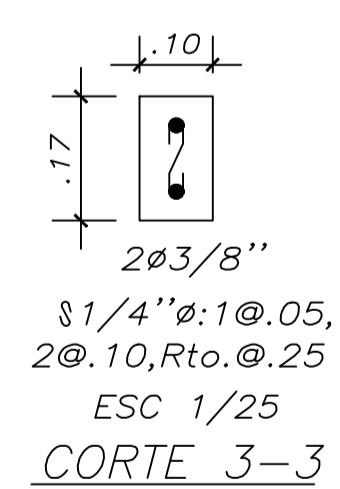
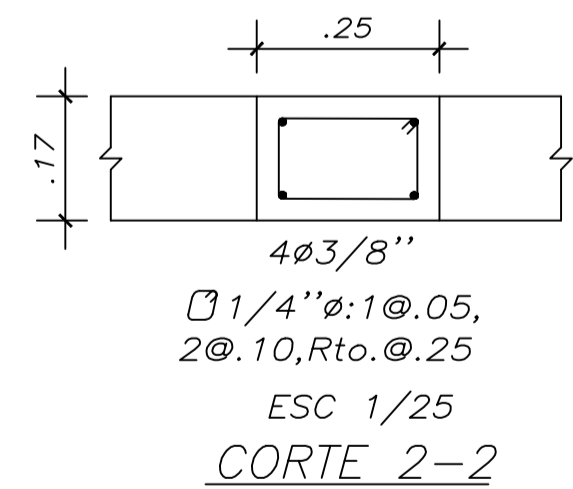
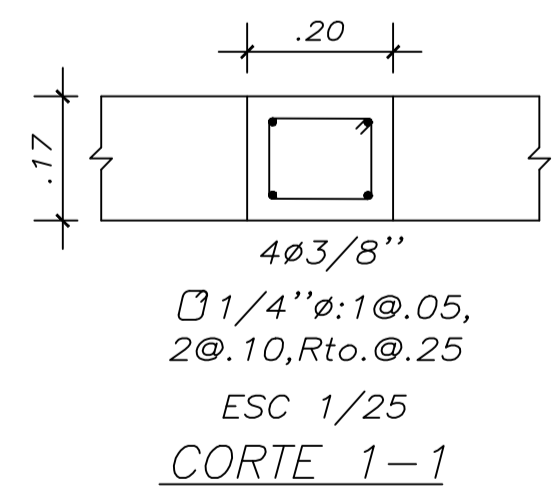
E-05



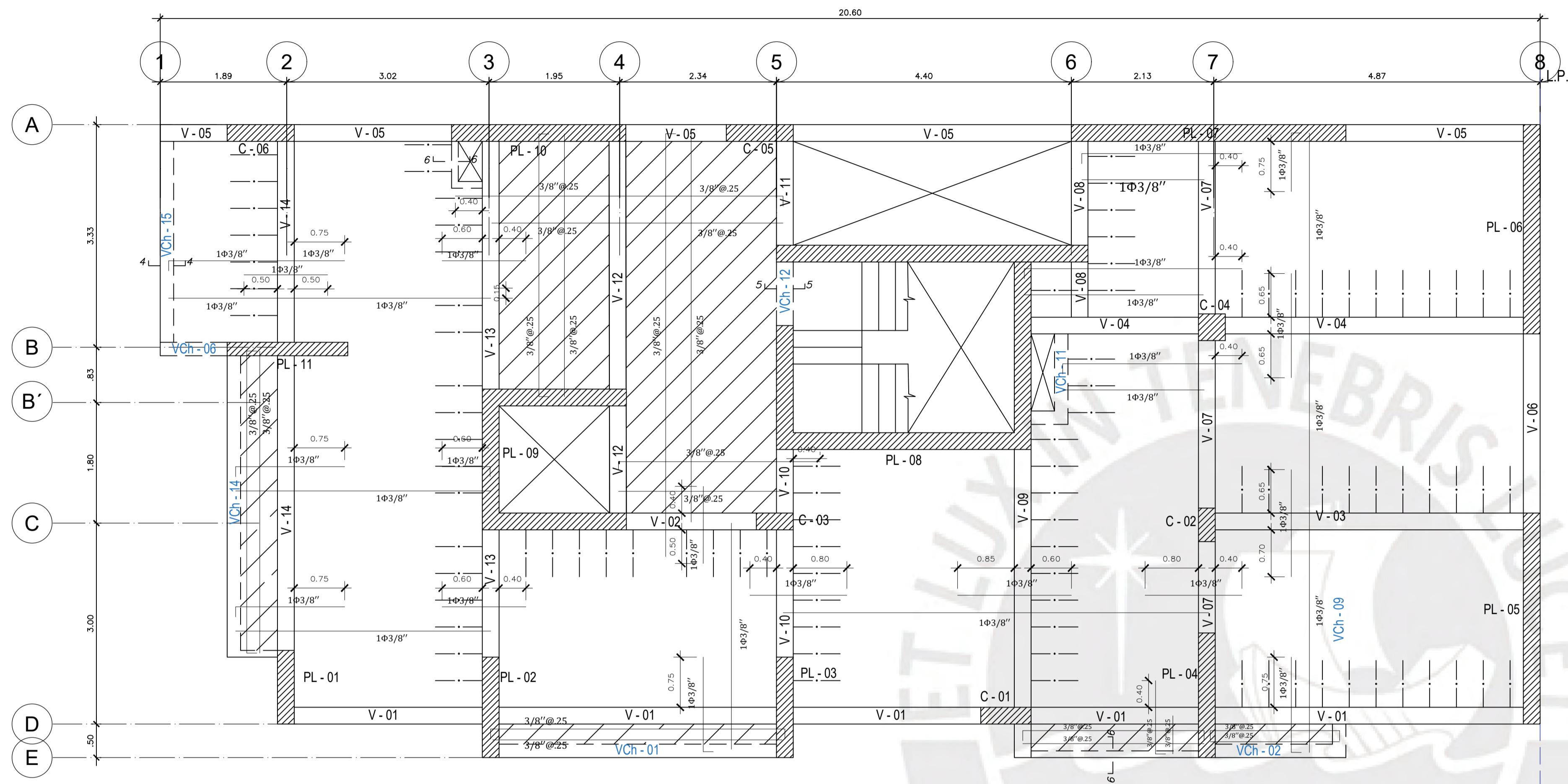
PLANTA TÍPICA (1° - 6° PISO)

ESC. 1/50

ALIGERADO $H=0.17$, $S/C=200$ Kg/m²
 LOSA MACIZA $H=0.17$, $S/C=200$ Kg/m²

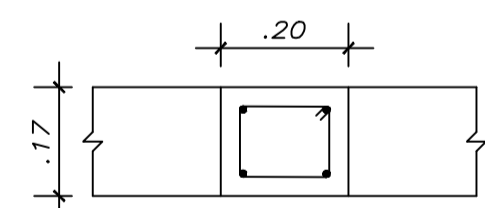


PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS EN SURQUILLO		
PRESENTADO POR EL BACHILLER: WILLIAM ENRIQUE SÁNCHEZ ABANTO		
ASESOR: ING. JOSE ACERO MARTINEZ	E-06	
PLANO: ENCOFRADO DE PISO TÍPICO (1ER AL 6TO PISO)		
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURA	ESCALA: 1/50	FECHA: FEBRERO 2021

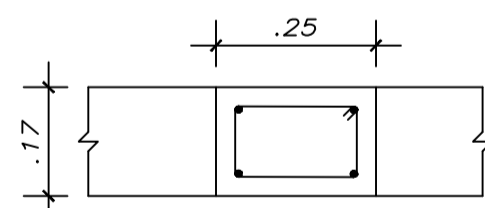


Piso 7

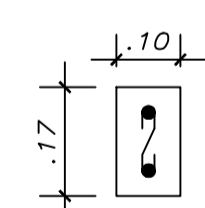
ESC. 1/50
 ALIGERADO $H=0.17$, $S/C=200$ Kg/m²
 LOSA MACIZA $H=0.17$, $S/C=200$ Kg/m²



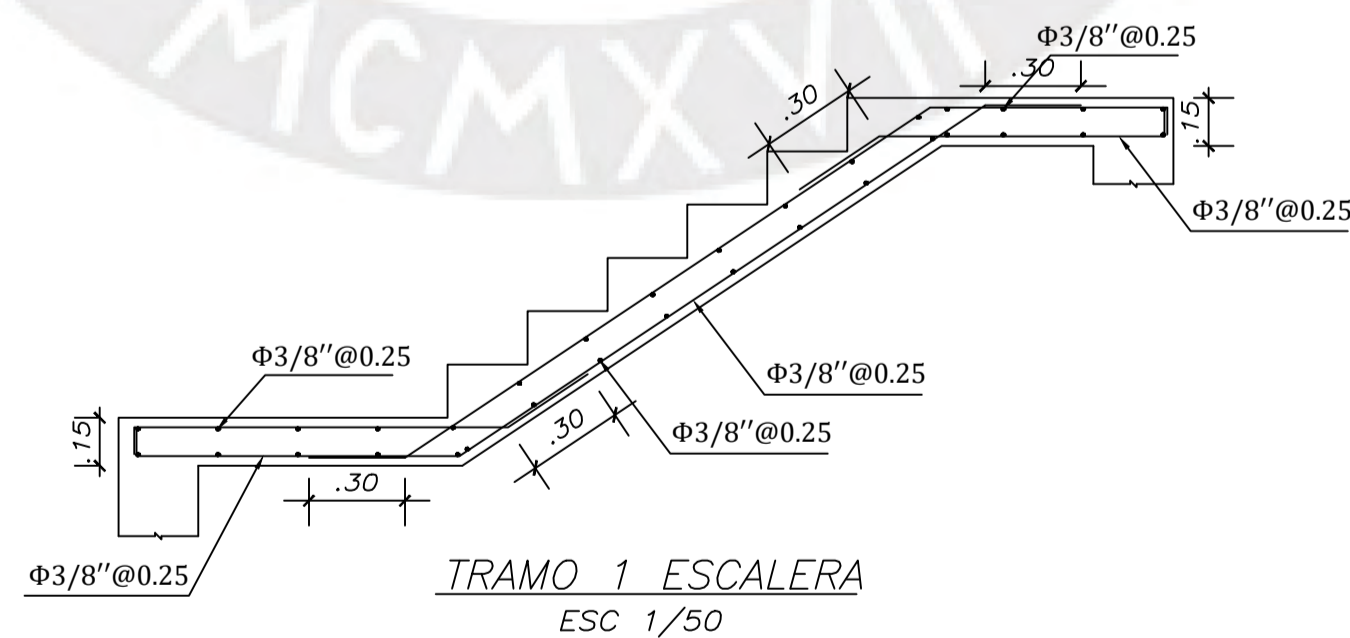
4Φ3/8"
 □ 1/4"φ: 1@.05,
 2@.10, Rto. @.25
 ESC 1/25
 CORTE 4-4



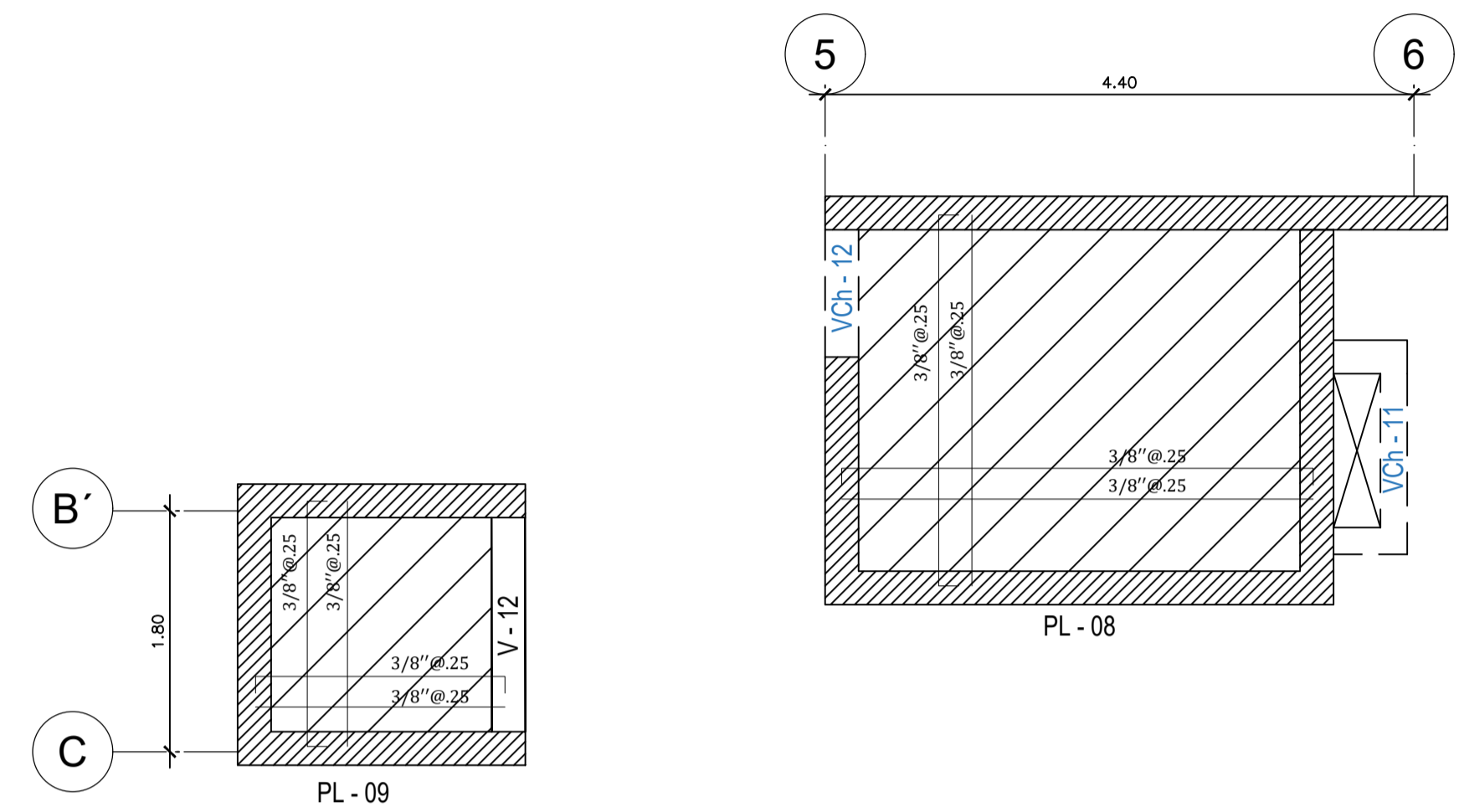
4Φ3/8"
 □ 1/4"φ: 1@.05,
 2@.10, Rto. @.25
 ESC 1/25
 CORTE 5-5



2Φ3/8"
 □ 1/4"φ: 1@.05,
 2@.10, Rto. @.25
 ESC 1/25
 CORTE 6-6

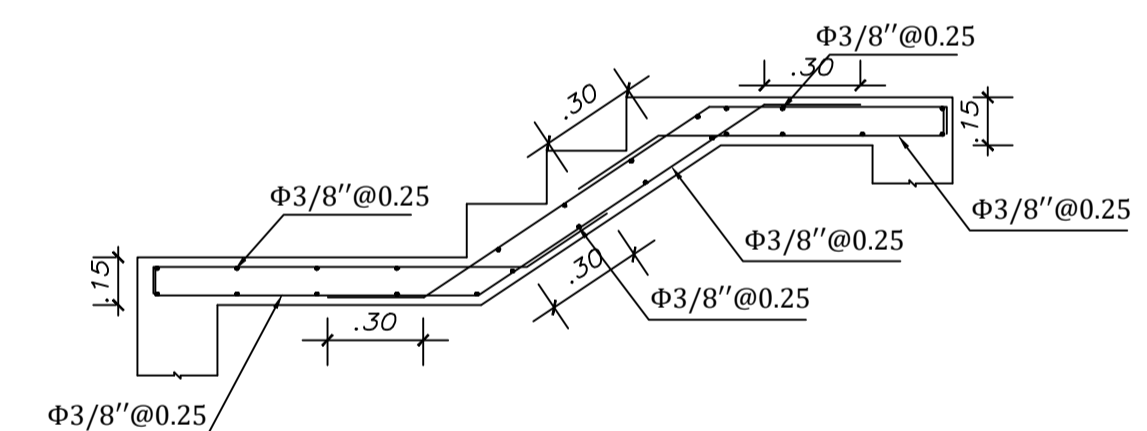


TRAMO 1 ESCALERA
 ESC 1/50




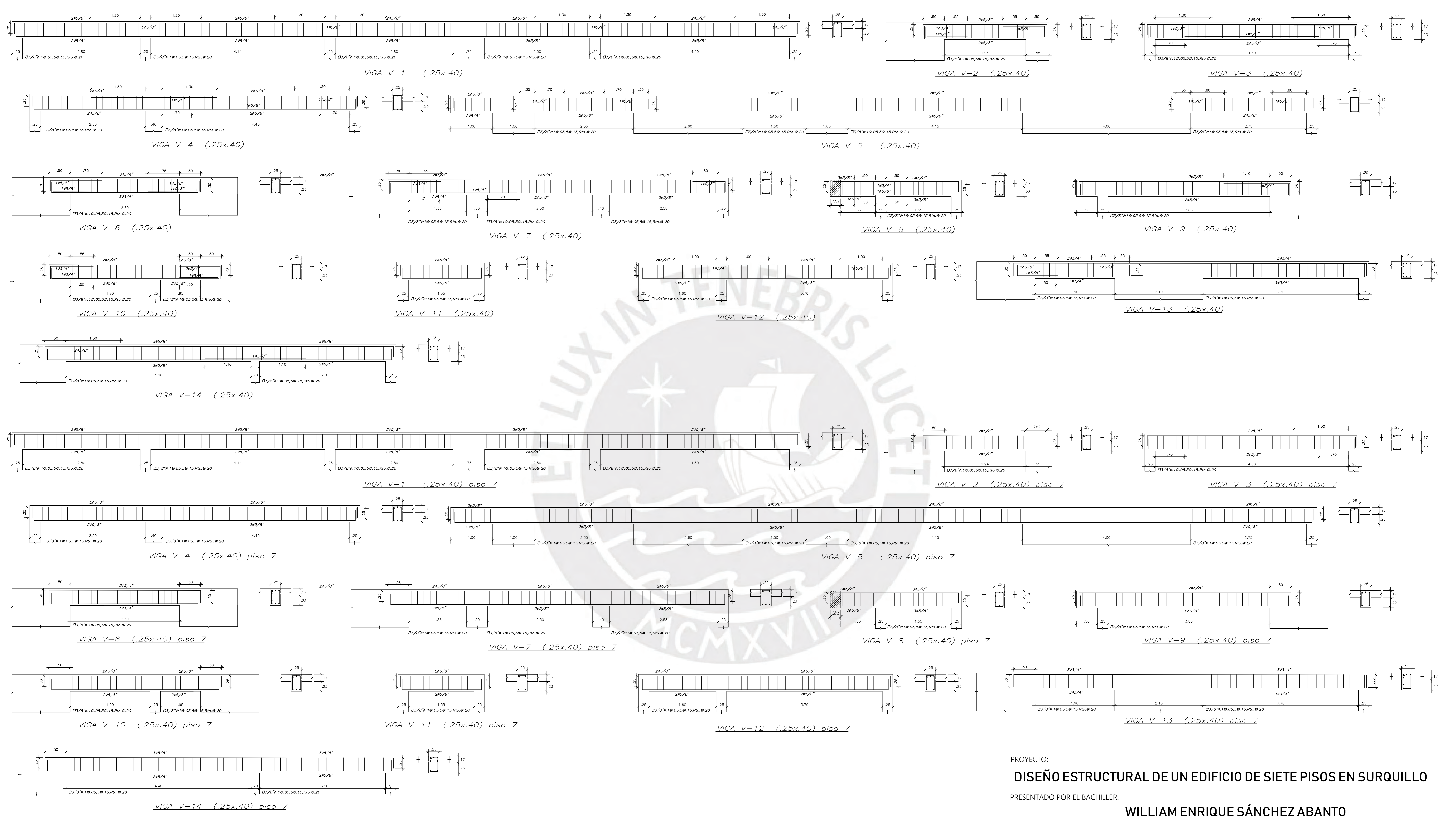
Azotea


ESC. 1/50
 ALIGERADO $H=0.17$, $S/C=200$ Kg/m²
 LOSA MACIZA $H=0.17$, $S/C=200$ Kg/m²



TRAMO 2 ESCALERA
 ESC 1/50

PROYECTO:			
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS EN SURQUILLO			
PRESENTADO POR EL BACHILLER:			
WILLIAM ENRIQUE SÁNCHEZ ABANTO			
	ASESOR:	ING. JOSE ACERO MARTINEZ	
	PLANO:	ENCOFRADO DE AZOTEA (7MO PISO)	
ESPECIALIDAD:	ESCALA:	FECHA:	E-07
ESTRUCTURA	1/50	FEBRERO 2021	



PROYECTO:			
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS EN SURQUILLO			
PRESENTADO POR EL BACHILLER:			
WILLIAM ENRIQUE SÁNCHEZ ABANTO			
	ASESOR:	ING. JOSE ACERO MARTINEZ	
	PLANO:	CUADRO DE VIGAS	
	ESPECIALIDAD:	ESCALA:	FECHA:
ESTRUCTURA	1/50	FEBRERO 2021	
			E-08