

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ**

## **DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN LINCE**

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presenta el bachiller:

**ALEXANDER OSCAR VEGA GUZMAN**

**ASESOR: Gianfranco Ottazzi Pasino**

Lima, setiembre del 2017



## RESUMEN

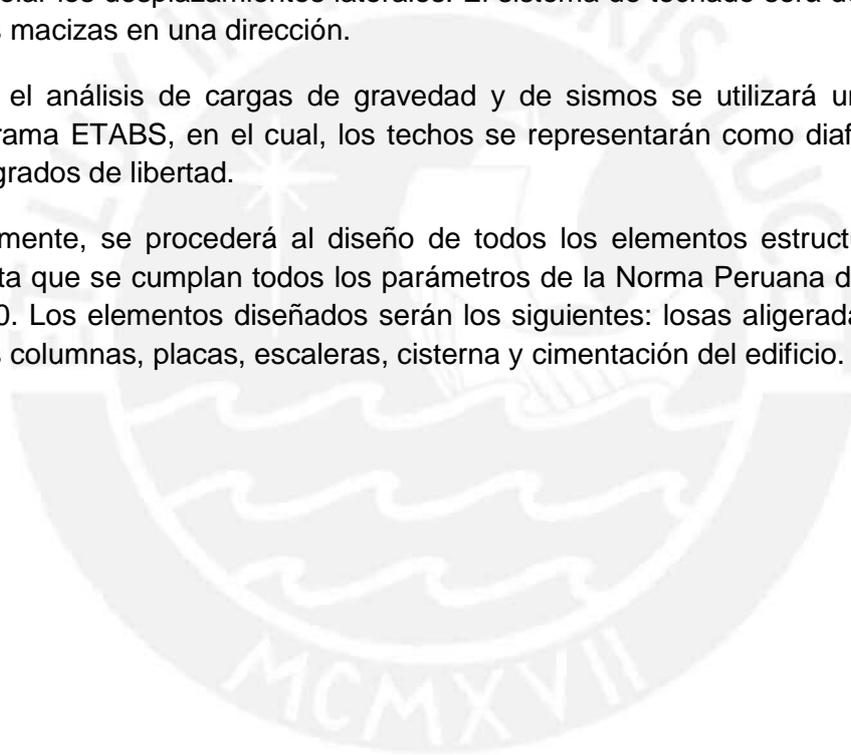
El presente trabajo consiste en el análisis y diseño estructural de un edificio de seis pisos de concreto armado, destinado a vivienda. Esta edificación se encuentra ubicada en el distrito de Lince en la ciudad de Lima en Perú.

El terreno cuenta con un área total de 345 m<sup>2</sup>. El área techada del primer al sexto nivel es de 206 m<sup>2</sup>, mientras que la azotea tiene 19 m<sup>2</sup>. Su distribución será de la siguiente manera: el primer nivel está destinado para los estacionamientos, los almacenes y el ingreso de personas; y en el resto de pisos se albergarán tres departamentos en cada uno. Se contará con un total de quince apartamentos.

Para su diseño, se utilizará un sistema estructural en base a pórticos y placas en ambas direcciones principales con la finalidad de brindar una adecuada rigidez a la estructura y controlar los desplazamientos laterales. El sistema de techado será de losas aligeradas y losas macizas en una dirección.

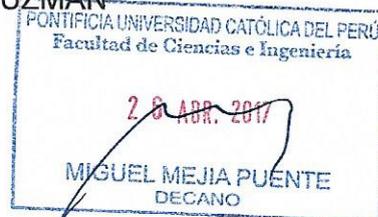
Para el análisis de cargas de gravedad y de sismos se utilizará un modelo 3D en el programa ETABS, en el cual, los techos se representarán como diafragmas rígidos con tres grados de libertad.

Finalmente, se procederá al diseño de todos los elementos estructurales, teniendo en cuenta que se cumplan todos los parámetros de la Norma Peruana de Concreto Armado E.060. Los elementos diseñados serán los siguientes: losas aligeradas y losas macizas, vigas columnas, placas, escaleras, cisterna y cimentación del edificio.



TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño de un edificio de viviendas en Lince".  
Área : Estructuras - Concreto Armado  
Asesor : Ing. Gianfranco Ottazzi P.  
Alumno : ALEXANDER OSCAR VEGA GUZMAN  
Código : 2010.0410.412  
Tema N° : #429  
Fecha : Lima, 24 de abril del 2017



OBJETIVO

Elaborar los planos estructurales completos de un edificio de departamentos seis pisos ubicado en el distrito de Lince en la ciudad de Lima.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La distribución de los ambientes del piso típico se indica en el plano de arquitectura correspondiente. En este plano se indican las diversas modificaciones en la arquitectura que el alumno deberá considerar. El edificio se diseñará para un primer piso destinado a estacionamientos, cinco pisos típicos destinados a viviendas - con tres departamentos por piso - y azotea. La altura de piso a piso en todos los niveles será de 2.80 m.

El análisis sísmico se realizará con la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente NTE-030-2016. Se realizarán análisis dinámicos en traslación pura en las dos direcciones principales del edificio, así como considerando tres grados de libertad por piso. Los resultados de los análisis dinámicos se compararán entre sí y con los resultados del análisis estático de la Norma.

El terreno de cimentación es la grava densa con un esfuerzo admisible de 4 kg/cm<sup>2</sup> a 1.50 m de profundidad.

PLAN DE TRABAJO

Primera Revisión

Planos de arquitectura modificados. Estructuración, predimensionamiento de elementos y metrado de cargas, diseño del techo del piso típico.

Segunda Revisión

Análisis de cargas verticales. Análisis sísmico. Comparación de los resultados de los diversos análisis dinámicos y estáticos realizados.

Tercera Revisión

Diseño de muros, vigas, cimentación y otros elementos.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.



i



## ÍNDICE

Indice de Figuras.....	IV
Indice de Figuras.....	V
<b>CAPÍTULO 1: GENERALIDADES.....</b>	<b>1</b>
1.1 Objetivo del proyecto.....	1
1.2. Arquitectura del proyecto.....	1
1.3 Especificaciones del proyecto.....	3
<b>CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACION.....</b>	<b>5</b>
2.1 Criterios de estructuración.....	5
2.2 Definición de estructuración.....	5
<b>CAPÍTULO 3: PREDIMENSIONAMIENTO.....</b>	<b>7</b>
3.1 Losa Aligerada.....	7
3.2 Losa Maciza.....	7
3.3 Vigas.....	7
3.4 Columnas.....	8
3.5 Placas.....	9
3.6 Otros elementos.....	10
<b>CAPÍTULO 4: METRADO DE CARGAS.....</b>	<b>10</b>
4.1 Pesos unitarios.....	10
4.2 Metrado de losa aligerada.....	10
4.3 Metrado de losa maciza.....	11
4.4 Metrado de vigas.....	11
4.5 Metrado de columnas.....	12
4.6 Metrado de placas.....	13
4.7 Metrado de otros elementos.....	13
<b>CAPÍTULO 5: ANÁLISIS SÍSMICO.....</b>	<b>15</b>
5.1 Introducción.....	15
5.2 Modelo del edificio.....	15
5.3 Parámetros sísmicos.....	16
5.4 Espectro de diseño.....	18
5.5 Resultados Análisis Dinámicos Modelo 1.....	19
5.6 Resultados Análisis Dinámicos Modelo 2.....	23
5.7 Análisis estático Modelo 2.....	28
5.8 Análisis dinámico traslacional.....	31

5.9 Desplazamientos máximo y junta sísmica.....	33
<b>CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....</b>	<b>33</b>
6.1 Diseño de losa aligerada .....	33
6.2 Diseño de vigas .....	36
6.3 Diseño de columnas .....	45
6.4 Diseño de placas .....	49
6.5 Diseño de la cimentación .....	54
6.6 Diseño de otros elementos .....	65
<b>CAPÍTULO 7: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES .....</b>	<b>73</b>
<b>REFERENCIA BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>74</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Planta del primer nivel .....	2
<b>Figura 2.</b> Planta típica.....	2
<b>Figura 3.</b> Plano de estructuración #1 del piso típico.....	6
<b>Figura 4.</b> Modelo de una vigueta típica.....	11
<b>Figura 5.</b> Modelo de la viga V-10 con carga última.....	12
<b>Figura 6.</b> Modelo pseudotridimensional.....	15
<b>Figura 7.</b> Espectro de diseño.....	19
<b>Figura 8.</b> Estructuración Modelo 1.....	19
<b>Figura 9.</b> Estructuración Modelo 2.....	24
<b>Figura 10.</b> Diagrama de momento flector $M_u$ (Tn-m).....	34
<b>Figura 11.</b> Diagrama de fuerzas cortantes $V_u$ (Tn).....	34
<b>Figura 12.</b> Sección de una vigueta $h=20\text{cm}$ .....	34
<b>Figura 13.</b> Diseño final de la losa aligerada .....	36
<b>Figura 14.</b> Diagrama de momento flector $M_u$ (tn-m) VT-08.....	36
<b>Figura 15.</b> Diagrama de fuerza cortante $V_u$ (tn) VT-08.....	37
<b>Figura 16.</b> Diseño final de la viga VT-08.....	39
<b>Figura 17.</b> Detalles de las secciones de la viga VT-08.....	39
<b>Figura 18.</b> Diagrama de momento flector por cargas de gravedad (Tn-m).....	40
<b>Figura 19.</b> Diagrama de fuerza cortante por cargas de gravedad (Tn).....	40
<b>Figura 20.</b> Diagrama de momento flector por sismo X-X (Tn-m).....	40
<b>Figura 21.</b> Diagrama de fuerza cortante por sismo X-X (Tn).....	41
<b>Figura 22.</b> Fuerza cortante de diseño en vigas, según la norma E.060.....	43
<b>Figura 23.</b> Diseño final de la viga VT-01.....	44
<b>Figura 24.</b> Detalles de las secciones de la viga VT-01.....	44
<b>Figura 25.</b> Columna C-01 (0.25x0.60 m).....	45
<b>Figura 26.</b> Diagrama de interacción de C-01 en la dirección X-X.....	46
<b>Figura 27.</b> Diagrama de interacción de C-01 en la dirección Y-Y.....	47
<b>Figura 28.</b> Diseño final de columna C-01 .....	49
<b>Figura 29.</b> Placa PL-02.....	50
<b>Figura 30.</b> Diagrama de interacción de PL-02 en la dirección X-X.....	51
<b>Figura 31.</b> Diagrama de interacción de PL-02 en la dirección Y-Y .....	52
<b>Figura 32.</b> Diseño final de la placa PL-02.....	54
<b>Figura 33.</b> Análisis por corte en la dirección $L=1.80\text{m}$ .....	56
<b>Figura 34.</b> Análisis de punzonamiento.....	58
<b>Figura 35.</b> Sección para diseño por flexión.....	59
<b>Figura 36.</b> Diseño final de la zapata Z-01.....	59
<b>Figura 37.</b> Análisis por corte Z-02 en la dirección $L=1.80\text{m}$ .....	61
<b>Figura 38.</b> Análisis punzonamiento Z-02 .....	62
<b>Figura 39.</b> Sección a diseñar por flexión .....	63
<b>Figura 40.</b> Diseño final de la zapata Z-02.....	64
<b>Figura 41.</b> Diseño final de viga de cimentación VC-01 .....	64
<b>Figura 42.</b> Tercer tramo de la escalera.....	65

<b>Figura 43.</b> Modelo del tercer tramo de la escalera .....	66
<b>Figura 44.</b> Diagrama de momento flector del tercer tramo de la escalera .....	66
<b>Figura 45.</b> Diagrama de fuerza cortante del tercer tramo de la escalera .....	67
<b>Figura 46.</b> Diseño final del tercer tramo de la escalera.....	68
<b>Figura 47.</b> Modelo estructural del muro de cisterna.....	69
<b>Figura 48.</b> Diagrama de momento flector del muro de cisterna (Tn-m).....	69
<b>Figura 49.</b> Diagrama de fuerza cortante del muro de cisterna (Tn) .....	70
<b>Figura 50.</b> Diseño final de los muros de la cisterna .....	71
<b>Figura 51.</b> Diseño final de la tapa de cisterna .....	72

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Predimensionamiento de columnas interiores.....	8
<b>Tabla 2.</b> Predimensionamiento de columnas exteriores.....	8
<b>Tabla 3.</b> Metrado de cargas de la columna C-08.....	13
<b>Tabla 4.</b> Metrado de cargas de la placa.....	13
<b>Tabla 5.</b> Masa y peso del edificio .....	16
<b>Tabla 6.</b> Parámetros sísmicos iniciales .....	18
<b>Tabla 7.</b> Modos de vibración del Modelo 1 .....	20
<b>Tabla 8.</b> Derivas Máximas en eje D1 del Modelo 1 .....	21
<b>Tabla 9.</b> Derivas Máximas en eje A2 de Modelo 1 .....	21
<b>Tabla 10.</b> Verificación de irregularidad por torsión con sismo X-X del Modelo 1 .....	22
<b>Tabla 11.</b> Verificación de irregularidad por torsión con sismo Y-Y del Modelo 1 .....	22
<b>Tabla 12.</b> Modos de vibración del Modelo 2.....	24
<b>Tabla 13.</b> Derivas Máximas en el eje D1 de Modelo 2 .....	25
<b>Tabla 14.</b> Derivas Máximas en el eje A2 de Modelo 2 .....	25
<b>Tabla 15.</b> Verificación de irregularidad por torsión con sismo X-X del Modelo 2 .....	26
<b>Tabla 16.</b> Verificación de irregularidad por torsión con sismo Y-Y del Modelo 2 .....	26
<b>Tabla 17.</b> Verificación de piso blando en la dirección X del Modelo 2 .....	27
<b>Tabla 18.</b> Verificación de piso blando en la dirección Y del Modelo 2 .....	27
<b>Tabla 19.</b> Parámetros sísmicos finales .....	28
<b>Tabla 20.</b> Masa y peso del modelo 2 del edificio.....	28
<b>Tabla 21.</b> Factores de amplificación .....	29
<b>Tabla 22.</b> Cortante basal estático.....	29
<b>Tabla 23.</b> Distribución de fuerzas cortantes por nivel en la dirección X .....	29
<b>Tabla 24.</b> Distribución de fuerzas cortantes por nivel en la dirección Y .....	30
<b>Tabla 25.</b> Modos de Vibración análisis 3D .....	31
<b>Tabla 26.</b> Modos de vibración análisis traslacional .....	32
<b>Tabla 27.</b> Desplazamientos de entrepisos.....	32
<b>Tabla 28.</b> Cortantes de entrepiso (Ton.) .....	32
<b>Tabla 29.</b> Diseño por flexión de una vigueta típica .....	35
<b>Tabla 30.</b> Diseño por flexión de la viga VT-08 .....	38
<b>Tabla 31.</b> Combinaciones de cargas para la viga VT-01.....	41

<b>Tabla 32.</b> Diseño por flexión de la viga VT-01 .....	42
<b>Tabla 33.</b> Fuerzas internas de la columna C-01 .....	45
<b>Tabla 34.</b> Combinaciones de carga de la columna C-01 .....	46
<b>Tabla 35.</b> Fuerzas internas de la placa PL-02.....	50
<b>Tabla 36.</b> Combinaciones de carga de la placa PL-02 .....	50
<b>Tabla 37.</b> Fuerzas internas de la base de la columna C-01 .....	55
<b>Tabla 38.</b> Combinaciones de cargas .....	57
<b>Tabla 39.</b> Fuerzas internas C-01 (Lateral).....	60
<b>Tabla 41.</b> Diseño por flexión del tercer tramo de la escalera .....	67



# CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

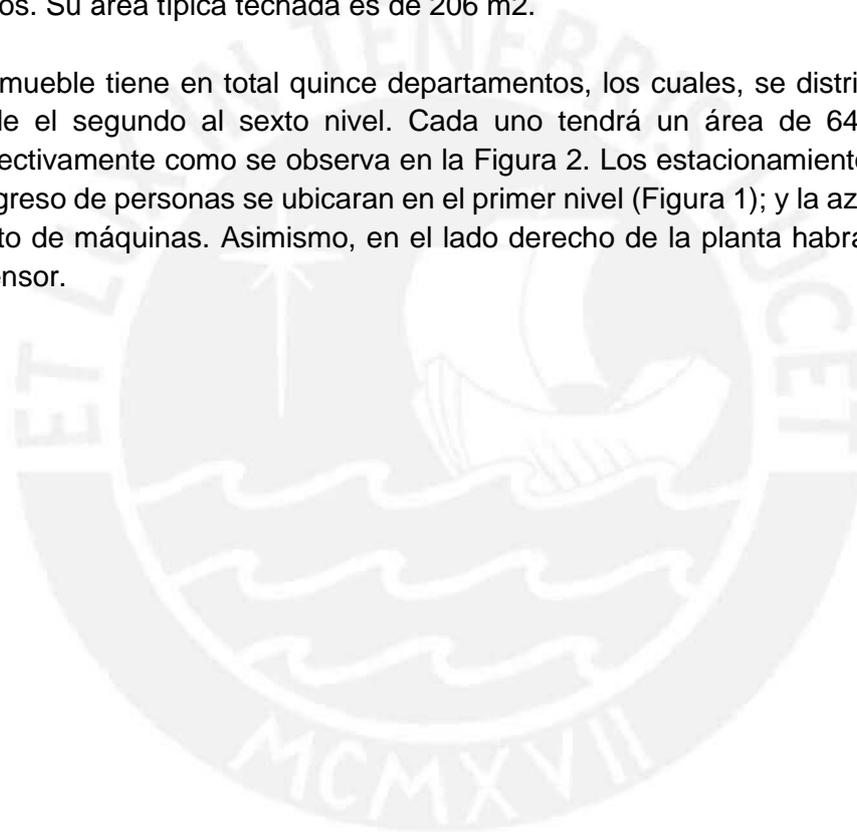
## 1.1 Objetivo del proyecto

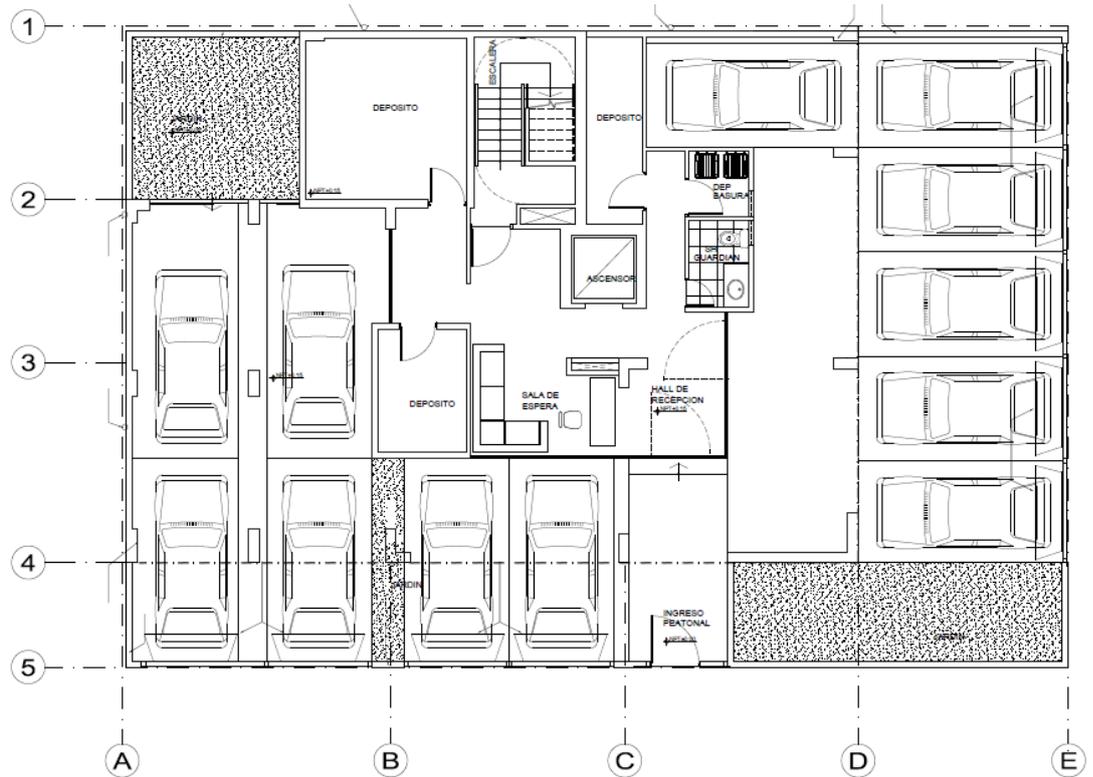
Elaborar el diseño estructural de un edificio residencial de seis plantas ubicado en el distrito de Lince.

## 1.2. Arquitectura del proyecto

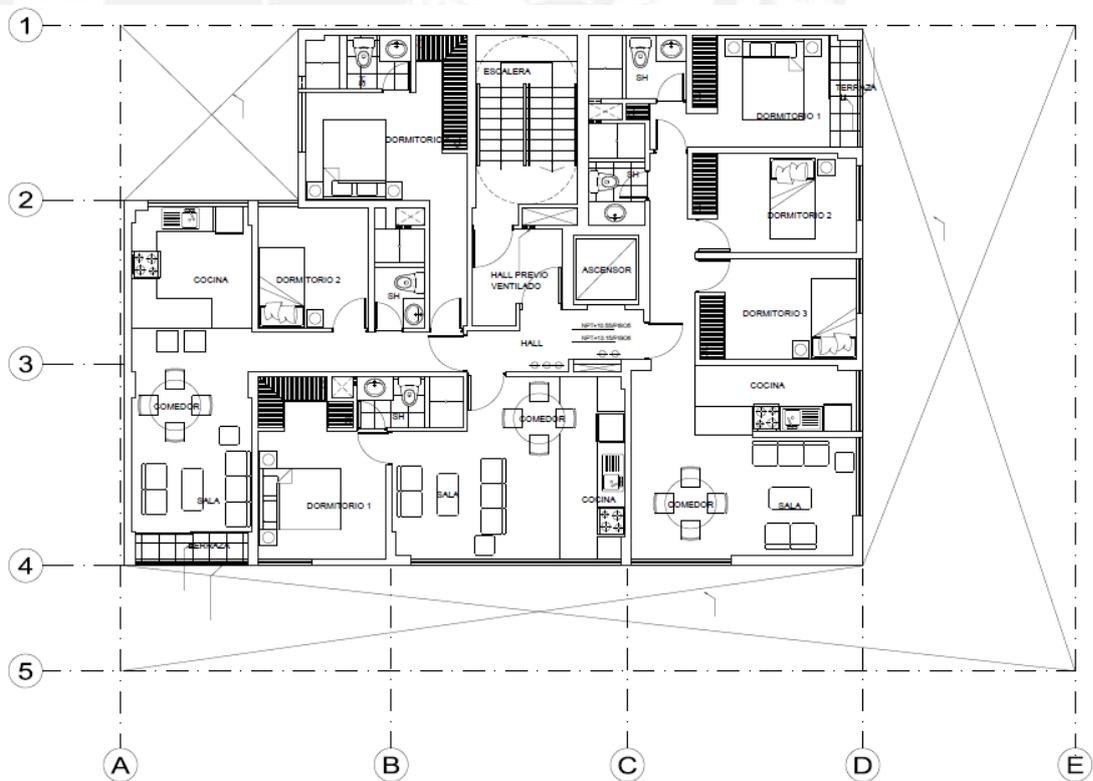
El edificio tiene una altura aproximada de 19.6 metros. Cada piso tiene una altura de 2.8 metros. Su área típica techada es de 206 m<sup>2</sup>.

El inmueble tiene en total quince departamentos, los cuales, se distribuyen tres por piso desde el segundo al sexto nivel. Cada uno tendrá un área de 64m<sup>2</sup>, 41m<sup>2</sup> y 73m<sup>2</sup> respectivamente como se observa en la Figura 2. Los estacionamientos, los almacenes y el ingreso de personas se ubicaran en el primer nivel (Figura 1); y la azotea contará con un cuarto de máquinas. Asimismo, en el lado derecho de la planta habrá una escalera y un ascensor.





**Figura 1.** Planta del primer nivel



**Figura 2.** Planta típica

### 1.3 Especificaciones del proyecto

#### Reglamentos

En el presente trabajo, se utilizarán los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E):

- a. Norma E.020 Cargas
- b. Norma E.030 Diseño Sismorresistente
- c. Norma E.050 Suelos y Cimentaciones
- d. Norma E.060 Concreto Armado

#### Cargas de diseño

La edificación y todos sus elementos deberán ser capaces de resistir las cargas que impongan el peso de los materiales, los ocupantes, los equipamientos y los efectos naturales.

Se consideran tipos de cargas:

Cargas muertas (CM): Son aquellas que consideran el peso de los materiales, los equipos, los tabiques y el peso propio de los elementos que son permanentes y que no varían de posición en el tiempo.

Cargas Vivas (CV): Estas consideran el peso de los ocupantes, los equipos, los muebles y los otros elementos móviles.

Cargas de Sismo (S): Se generan ante un movimiento telúrico.

#### Metodología de diseño

Los elementos estructurales se desarrollarán por el **Diseño por Resistencia**. Este consiste en amplificar las cargas con los **factores de carga** y de esa manera, verificar si los elementos resisten las solicitaciones, reduciendo la resistencia nominal con los **factores de reducción**.

$$\phi R_n \geq R_u$$

$\phi R_n$ : Resistencia de diseño

$R_u$ : Resistencia requerida

La norma E.060 define las siguientes combinaciones de cargas para obtener las resistencias requeridas.

- Carga muerta y viva

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

- Cargas de sismo

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS}$$

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm \text{CS}$$

- Carga empuje lateral del suelo

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.7 \text{ CE}$$

$$U = 0.9 \text{ CM} + 1.7 \text{ CE}$$

- Carga de presión de líquidos

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.4 \text{ CL}$$

### **Materiales**

La estructura será de concreto armado, la cual consiste en la utilización de concreto reforzado con barras de acero.

#### **Concreto:**

- Resistencia a compresión  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo elasticidad  $E = 15000 \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson  $\nu = 0.15$

#### **Acero: ASTM A615**

- Esfuerzo de fluencia  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo elasticidad  $E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

# CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACION

## 2.1 Criterios de estructuración

La finalidad de la estructuración es brindar un comportamiento adecuado de la estructura, tanto para cargas de gravedad como cargas de servicio. Antonio Blanco, aconseja que la estructuración sea lo más simple posible para que su análisis sísmico se asemeje a la estructura real (Blanco, 1997). Asimismo, también señala que para evitar irregularidades como la torsión, se debe seguir los siguientes criterios:

1. **Simplicidad y simetría:** La realización de una estructuración simple y simétrica ayuda a realizar un análisis sencillo. De esta forma, se podrá predecir el comportamiento sísmico y los resultados se aproximarán al comportamiento real.
2. **Resistencia:** La estructura debe ser capaz de soportar las solicitaciones, las cargas de gravedad y las cargas de sismo.
3. **Hiperestaticidad:** La estructura debe contar con esta característica, ya que, se obtiene una mayor capacidad resistente. De esa manera, se brinda un alto grado de seguridad.
4. **Continuidad:** La estructura debe ser continua en planta y elevación. Para evitar concentraciones de esfuerzo, es necesario evitar que los elementos cambien bruscamente de rigidez.
5. **Rigidez lateral:** Para evitar daños a la estructura, producto de las deformaciones laterales, se debe diseñar elementos con buena rigidez lateral para prevenir deformaciones importantes ante solicitaciones sísmicas.

En la definición de la estructuración se sabrá con cuales de estas características cuenta la edificación.

## 2.2 Definición de estructuración

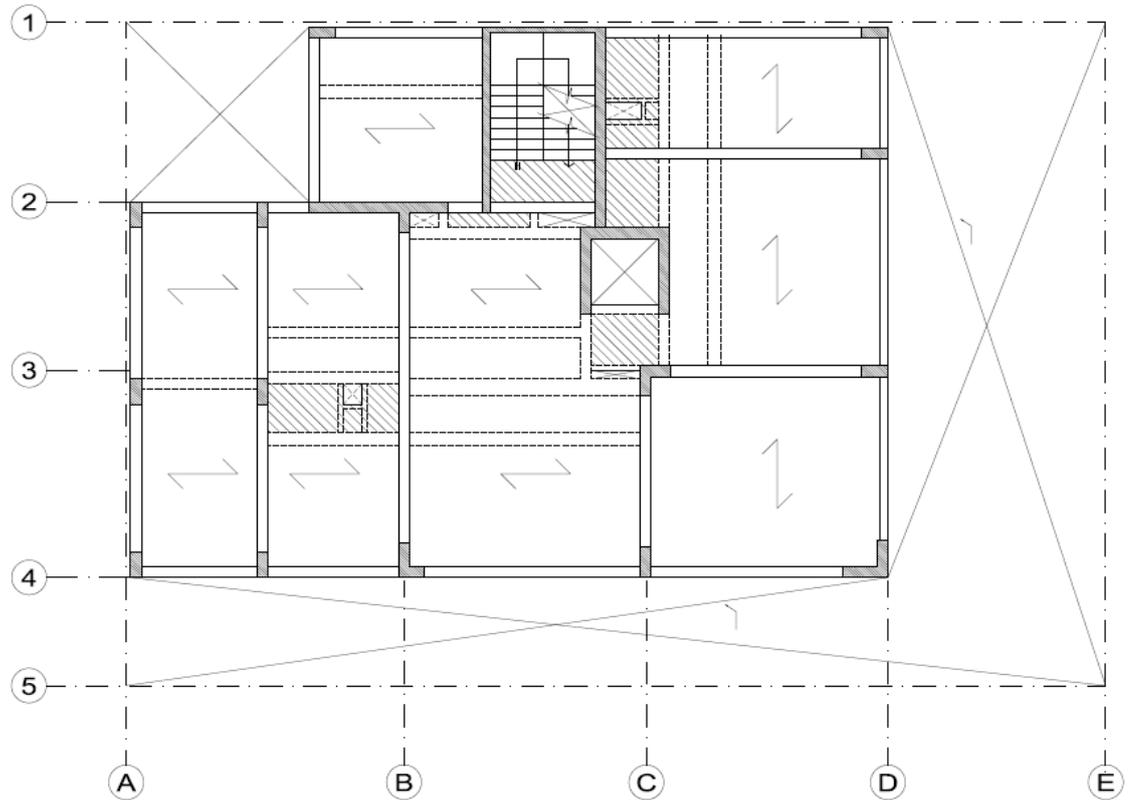
La estructura presenta una geometría simple pero no simétrica. Se mantuvo la continuidad.

Se utilizaron losas aligeradas y losas macizas, en una dirección, con un espesor de 20 cm en los pisos típicos. De esa manera, se brinda uniformidad en toda la planta. Se uniformizó con las dimensiones de las vigas, se escogió de 0.25x0.50 en la mayoría; y solo en una zona, una viga de 0.25x0.60, ya que se contaba con una gran luz en el eje Y-Y.

Para brindarle mayor rigidez lateral al edificio, se dispuso placas de 15, 20 y 25 cm; de los cuales, la mayor cantidad se encuentra concentrada en la zona de la escalera y ascensor. Es por ello, que se colocaron placas en la fachada, de esa manera, se reduce torsión en planta. Las placas se llevarán gran porcentaje de las solicitaciones sísmicas.

Además, se mantuvo la continuidad tanto en planta como en elevación, por ello, se mantuvo las secciones de las placas y las columnas en toda la altura de la edificación.

Se colocaron vigas chatas con el fin de soportar el peso de los tabiques divisorios.



**Figura 3.** Plano de estructuración #1 del piso típico

## CAPÍTULO 3: PREDIMENSIONAMIENTO

En este capítulo se brindan criterios para el predimensionamiento en base a la experiencia y recomendaciones del libro del ingeniero, Antonio blanco.

### 3.1 Losa Aligerada

El peralte de las losas aligeradas se dimensionará según los siguientes criterios:

- $h = 17 \text{ cm}$                       luces menores de 4 m.
- $h = 20 \text{ cm}$                       luces comprendidas entre 4 y 5.5 m.

Estas recomendaciones solo son válidas para los aligerados en una sola dirección.

En la planta del edificio, la máxima luz que se encuentra es de 5.30 m. Por tal motivo, para uniformizar, se escogió un peralte de 20 cm.

### 3.2 Losa Maciza

El peralte de las losas macizas se dimensionará de la siguiente forma:

- $h = 12 \text{ o } 13 \text{ cm}$               luces menores o iguales a 4 m.

Debido a que las losas macizas no sobrepasan los 3 metros, se utilizó un peralte de 20 cm para uniformizarlas con las losas aligeradas.

### 3.3 Vigas

Se suelen dimensionar considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de luz libre. Además, según la norma E.060, se necesita tener un peralte mayor a 1/16 de luz libre para no verificar las deflexiones.

A continuación, se presenta las dimensiones recomendadas y usuales en vigas:

- $L \leq 5.5 \text{ m}$             25x50, 30x50
- $L \leq 6.5 \text{ m}$             25x60, 30x60, 40x60
- $L \leq 7.5 \text{ m}$             25x70, 30x70, 40x70, 50x70

Como se indicó en el capítulo anterior, se utilizó dos secciones de viga: una contaba con una luz libre de 6.20 m y otra de 5.40 m. Para la primera de ellas, se empleó una sección de 0.25x0.60; mientras que para la segunda, una sección de 0.25x0.50. De esta forma se logró uniformizar el resto de las vigas con esta sección.

### 3.4 Columnas

Para dimensionar las columnas, se debe tener en cuenta dos efectos simultáneos: la carga axial y el momento flector.

- Si se cuenta con muros de cortes en las dos direcciones y estos controlan la resistencia y rigidez lateral, las columnas se dimensionarán de la siguiente manera:

$$\text{Area de columna} = \frac{P (\text{servicio})}{0.45 f'c}$$

- Si las cargas axiales son menores, como en el caso de las columnas esquineras o exteriores, se dimensionarán de la siguiente forma:

$$\text{Area de columna} = \frac{P (\text{servicio})}{0.35 f'c}$$

A continuación, se presentarán cálculos de los predimensionamientos de todas las columnas de la edificación como se observa en la figura 3. Se asumió una carga de 1 tn/m<sup>2</sup>.

- **Columnas interiores**

**Tabla 1.** Predimensionamiento de columnas interiores

Columna	Área tributaria	Número de pisos	Peso por piso	P	$P/(0,45f'c)=P/(0.45 \times 210)$	Área Colocada
	m <sup>2</sup>		ton/m <sup>2</sup>	ton	Área requerida cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>
Eje B-3	12.22	6	1	73.32	776	1500
Eje C-3	12.72	6	1	76.32	808	2875

- **Columnas exteriores**

**Tabla 2.** Predimensionamiento de columnas exteriores

Columna	Área tributaria	Número de pisos	Peso por piso	P	$P/(0,35f'c)=P/(0.35 \times 210)$	Área Colocada
	m <sup>2</sup>		ton/m <sup>2</sup>	ton	Área requerida cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>
Eje C-4	7.1	6	1	42.6	580	2000
Eje B-1	4.48	6	1	26.88	367	1500

Eje D-4	19.67	6	1	118.02	1606	2875
Eje B-4	12.62	6	1	75.72	1031	1750
Eje D-2	12.74	6	1	76.44	1040	1500
Eje D-3	13.88	6	1	83.28	1134	1500
Eje D-1	5.39	6	1	32.34	440	1500

Estos cálculos se tendrán que comprobar mediante un análisis sísmico para verificar que cumplan con los requisitos dispuestos por la Norma Peruana Sismorresistente E.030.

### 3.5 Placas

Es difícil fijar un dimensionamiento para las placas, ya que su principal función es absorber las fuerzas sísmicas y ayudar a controlar los desplazamientos laterales. Mientras mayor sea la cantidad de placas, menos deformación habrá. Esto aliviará a los pórticos debido a que se llevará el mayor porcentaje de la fuerza cortante basal.

El espesor mínimo de las placas puede ser de 10 cm. No obstante, en el caso de edificios con pocos pisos, se consideran de 15 cm. Inclusive, si se tratase de un mayor número de pisos, se toma en cuenta de 20 cm o 25 cm.

Según la norma E.060 se puede calcular su área de corte ( $A_c$ ) con el siguiente cálculo:

$$V_c \geq \Phi \alpha_c \times A_c \times \sqrt{f'_c}$$

Donde,

$$h/l_m < 1.5 \quad \alpha_c = 0.80$$

$$h/l_m > 2 \quad \alpha_c = 0.53$$

Con este valor, se puede comprobar que sean capaces de soportar las cortantes por las sollicitaciones sísmicas; es decir,  $\Phi V_c > V_u$ .

El edificio contará con placas con secciones de 15 cm y 25 cm de espesor. Estas dimensiones se comprobarán en el capítulo de diseño.

### 3.6 Otros elementos

#### Escaleras

La escalera cuenta con dos tramos de ocho contrapasos cada uno y un descanso. Se utilizó un contrapaso típico de 0.175 m para cubrir una altura de 2.80 m con pasos de 25 cm.

Para el cálculo del espesor de garganta, se empleó esta fórmula:

$$e \geq \frac{L}{30} = \frac{390}{30} = 13 \text{ cm} \quad \text{Donde } e = \text{peralte de losa}, L = \text{Luz libre entre apoyos}$$

Se seleccionó una garganta de 15 cm.

## CAPÍTULO 4: METRADO DE CARGAS

En este capítulo, se presentarán los metrados de carga de los elementos estructurales de la edificación y se determinarán las cargas verticales que actúan sobre ellos. Se tendrá dos tipos de cargas: muerta y viva. La primera se refiere al peso propio de la estructura, los tabiques, el piso terminado, los acabados, etc. La segunda se refiere a las personas, las máquinas y los otros elementos móviles.

### 4.1 Pesos unitarios

Se tomará en cuenta los siguientes pesos unitarios, obtenidos de la Norma Peruana de Cargas E.020.

#### CARGA MUERTA

- Concreto armado 2400 kg / m<sup>3</sup>
- Tabiquería maciza de ladrillo 1800 kg / m<sup>3</sup>
- Aligerado ( h = 20 cm ) 300 kg / m<sup>2</sup>
- Losa maciza ( h = 20 cm ) 480 kg / m<sup>2</sup>
- Piso terminado 100 kg / m<sup>2</sup>

#### CARGA VIVA

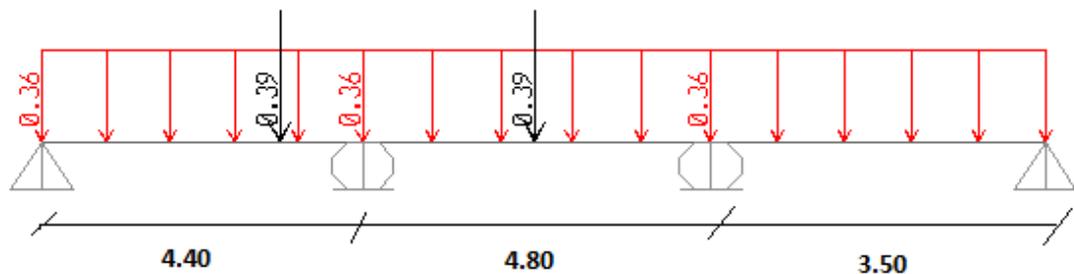
- Viviendas 200 kg / m<sup>2</sup>
- Corredores y escaleras 200 kg / m<sup>2</sup>

### 4.2 Metrado de losa aligerada

Se realizará el metrado de una vigueta de un piso típico que se encuentra entre el eje C y D (Figura 3), el área del comedor y el área de las habitaciones. Se encuentra apoyada en una viga de 0.25x0.50 y, en el otro extremo, también una viga de la misma sección.

Aligerado	0.3 x 0.4	0.12	tn / m
Piso terminado	0.1 x 0.4	0.04	tn / m
S/C	0.2 x 0.4	0.08	tn / m
Carga Tabique	1.8 x 0.15 x 2.6 x 0.4	0.281	tn

Wm	0.12 + 0.04	0.16	tn / m
Wv	0.08	0.08	tn / m
Wu	1.4x0.16 + 1.7 x 0.08	0.36	tn / m
Pu	0.281x1.4	0.39	tn



**Figura 4. Modelo de una vigueta típica**

#### 4.3 Metrado de losa maciza

La edificación cuenta con losas macizas de 20 cm de peralte. Se presentará el metrado en la zona de hall de escaleras y ascensores. Se tomará un ancho tributario de un metro.

Peso propio	2.4x0.2x1	0.48	tn / m
Piso terminado	0.1x1	0.1	tn / m
S/C	0.2 x 1	0.2	tn / m

Wm	0.48 + 0.1	0.58	tn / m
Wv	0.2	0.2	tn / m
Wu	1.4 x 0.58 + 1.7 x 0.2	1.152	tn / m

#### 4.4 Metrado de vigas

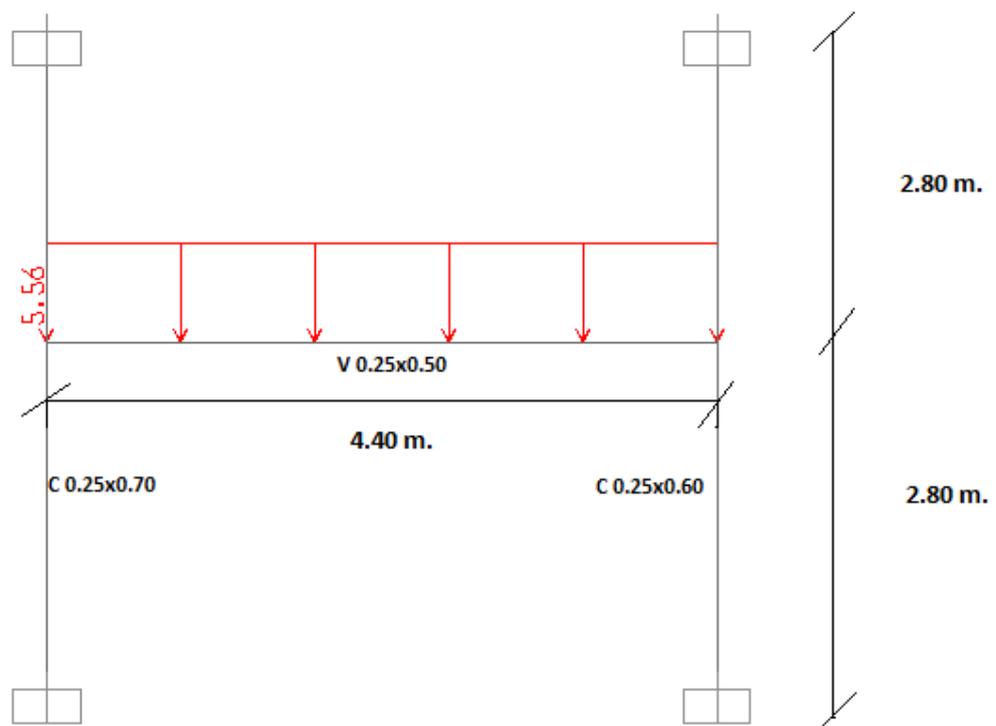
Se tomará en cuenta el peso de las losas que estén dentro del área tributaria de la viga, su peso propio y de los tabiques que actúan directamente sobre ella.

Como ejemplo, se presentará el metrado de una viga peraltada de 0.25x0.50 (V-10), ubicada en el eje 3, entre el eje C y D (Figura 3), de un piso típico.

Carga muerta:

Aligerado	$0.3 \times (2.4 + 2.20)$	1.38	tn/m
Piso terminado	$0.1 \times (2.525 + 2.325)$	0.485	tn/m
Peso Propio	$2.4 \times 0.25 \times 0.50$	0.30	tn/m
Tabique	$1.8 \times 0.15 \times 2.3$	0.621	tn/m
S/C	$0.2 \times (2.525 + 2.325)$	0.97	tn/m

Wm	$1.38 + 0.485 + 0.30 + 0.621$	2.79	tn / m
Wv	0.97	0.97	tn / m
Wu	$1.4 \times 2.79 + 1.7 \times 0.97$	5.56	tn / m



**Figura 5.** Modelo de la viga V-10 con carga última

#### 4.5 Metrado de columnas

Para el metrado de columnas, se tomó en cuenta todas las cargas que se encontraban dentro de su área tributaria: el peso propio, las losas, las vigas, los tabiques y las sobrecargas. Como ejemplo, se presentará el metrado de la columna ubicada entre el eje D y 2 (Figura 3).

C 25x60

Área tributaria = 12.74 m<sup>2</sup>

Área aligerado = 12.74-.25x.60 = 12.59 m<sup>2</sup>

**Tabla 3. Medrado de cargas de la columna C-08**

Piso	Peso Aligerado	Piso terminado	Peso vigas	Peso tabiques	Peso propio	S/C	PM	PV	PU
6	3.78	1.27	1.95	0.35	1.01	1.27	8.36	1.27	13.86
5	3.78	1.27	1.95	0.90	1.01	2.55	8.91	2.55	16.81
4	3.78	1.27	1.95	0.90	1.01	2.55	8.91	2.55	16.81
3	3.78	1.27	1.95	0.90	1.01	2.55	8.91	2.55	16.81
2	3.78	1.27	1.95	0.90	1.01	2.55	8.91	2.55	16.81
1	3.78	1.27	1.95	0.90	1.01	2.55	8.91	2.55	16.81
<b>TOTAL</b>						<b>53</b>	<b>14</b>	<b>98</b>	

#### 4.6 Medrado de placas

En esta parte, el procedimiento será el mismo que con las columnas. Se tomará en cuenta el peso propio, el de las vigas, el de los tabiques, el de las losas, etc. Todo lo que se encuentre dentro de su área tributaria. Como ejemplo, se realizará el medrado de la placa ubicada en el eje B-2 (Figura 3).

Área tributaria = 23.90 m<sup>2</sup>

**Tabla 4. Medrado de cargas de la placa**

Piso	Peso Aligerado	Piso terminado	Peso vigas	Peso tabiques	Peso propio	S/C	PM	PV	PU
6	6.91	2.39	2.04	2.75	5.92	2.39	20.01	2.39	32.08
5	6.91	2.39	2.04	3.78	5.92	4.78	21.04	4.78	37.58
4	6.91	2.39	2.04	3.78	5.92	4.78	21.04	4.78	37.58
3	6.91	2.39	2.04	3.78	5.92	4.78	21.04	4.78	37.58
2	6.91	2.39	2.04	3.78	5.92	4.78	21.04	4.78	37.58
1	6.91	2.39	2.04	3.78	5.92	4.78	21.04	4.78	37.58
<b>TOTAL</b>						<b>125</b>	<b>26</b>	<b>220</b>	

#### 4.7 Medrado de otros elementos

##### Escaleras

La escalera está conformada por una parte inclinada (gradas) y por una parte plana (descanso). Las cargas a considerar son el peso propio, el piso terminado y la sobrecarga. El proceso de medrado para el descanso es como el de una losa maciza. Por metro de ancho, en una dirección y para la parte inclinada, se calcula una carga equivalente por unidad de área con la siguiente fórmula:

$$W(pp) = \gamma \left( \frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left( \frac{cp}{p} \right)^2} \right)$$

Donde,

Cp: contrapaso

P: paso

t: espesor de la garganta

$\gamma$  : Peso unitario del concreto armado

Datos:

Cp = 0.175 m

P = 0.25 m

t = 0.15 m

$\gamma = 2.40 \text{ tn} / \text{m}^3$

Tramo inclinado (un metro de ancho):

Peso propio	0.649 tn/m
Piso terminado	0.10 tn/m
S/C	0.20 tn/m

Wm	0.749 tn/m
Wv	0.20 tn/m
<b>Wu</b>	<b>1.39 tn/m</b>

Descanso (un metro de ancho):

Peso propio	0.36 tn/m
Piso terminado	0.10 tn/m
S/C	0.20 tn/m

Wm	0.46 tn/m
Wv	0.20 tn/m
<b>Wu</b>	<b>0.98 tn/m</b>

# CAPÍTULO 5: ANÁLISIS SÍSMICO

## 5.1 Introducción

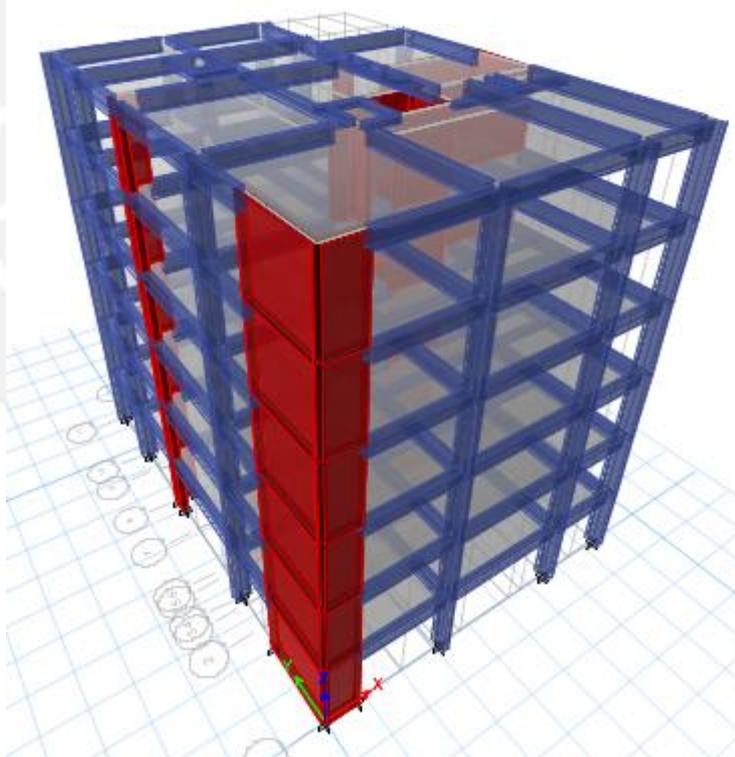
El objetivo principal de este capítulo es verificar que el edificio cumpla con los requerimientos de la Norma Peruana Sismorresistente E 0.30 (2016). Asimismo, se busca revisar los desplazamientos laterales, piso blando, los giros en planta y todas las irregularidades.

Este análisis se realizará en las dos direcciones, X e Y, independientemente. Se consideró tres grados de libertad por piso y un análisis por superposición espectral. Además se verificará si el predimensionamiento inicial cumple con las solicitaciones sísmicas, caso contrario, se procederá a modificar las dimensiones de los elementos.

## 5.2 Modelo del edificio

El análisis del edificio se realizó en el programa ETABS.

Se hizo un análisis tridimensional de los pórticos y las placas de concreto armado. De igual forma, se compatibilizaron los desplazamientos mediante los diafragmas rígidos; es decir, las losas. Los elementos del edificio, vigas y columnas, se consideraron tipo "frame". Estos elementos líneas que sufren deformaciones por flexión, corte y fuerzas axiales.



*Figura 6. Modelo pseudotridimensional*

Para el cálculo del peso de la edificación, según la norma E030, se considerará el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva. Esto se debe a que la edificación está destinada a viviendas.

**Tabla 5. Masa y peso del edificio**

PISO	Masa (Tn.seg <sup>2</sup> /m)	Peso (Tn)
Piso 1	21	210
Piso 2	21	210
Piso 3	21	210
Piso 4	21	210
Piso 5	21	210
Piso 6	18	170
<b>Total</b>	<b>124</b>	<b>1220</b>

### 5.3 Parámetros sísmicos

**Factor de zona (Z):** este factor interpreta la aceleración máxima en un suelo rígido con una posibilidad de excedencia de 10% en 50 años. Sin embargo, dependerá de la zona del territorio nacional en que se encuentra. Se divide en cuatro zonas. Por ello, como la edificación, al estar ubicada en lima, pertenece a la zona 4.

$$\text{Zona 4} \Rightarrow Z = 0.45$$

**Parámetro de sitio (S, Tp, TI):** este factor está sujeto al tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales.

El edificio se encuentra en el distrito de Lince y se califica como suelo rígido por tener una capacidad portante de 4.0 kg / cm<sup>2</sup>. Por lo tanto, el tipo de suelo es S1.

$$S = 1.0$$

$$T_p = 0.4s$$

$$T_I = 2.5s$$

**Factor de amplificación sísmica (C):** este factor se interpreta como la amplificación de la aceleración de la estructura ante una aceleración del suelo. Dependerá de las características del sitio y se define por las siguientes expresiones:

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

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

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

**Factor de uso (U):** este factor dependerá del uso de la edificación y de la importancia en que la norma lo clasifica por categoría. El edificio está destinado a viviendas; según la norma, categoría C, edificaciones comunes.

$$U = 1.0$$

**Sistema estructural y coeficiente básico de reducción (Ro):** este coeficiente se determinará según el sistema estructural que se use. El edificio al contar con una buena cantidad de placas, en ambas direcciones, se le asumirá un sistema de muros estructurales. Luego, se comprobará que las placas se tomen, por lo menos, el 70% de la cortante basal.

$$R_o = 6 \text{ (muros estructurales)}$$

**Configuración estructural:** Con el fin de realizar un correcto análisis, se deberá determinar las irregularidades que presenta la estructura para poder hallar el valor adecuado del coeficiente de reducción R. Después se procederá a determinar con cuáles irregularidades se cuenta

#### **Irregularidades estructurales en altura (Ia)**

- **Irregularidad de masa o peso**

El edificio al ser típico en todos los pisos, las masas no variarán. No se tendrá en cuenta la masa de la azotea, según la norma. Es así que, no se presenta irregularidad.

- **Irregularidad geométrica vertical**

Las plantas son típicas; es decir, las plantas cuentan con las mismas dimensiones en todos los pisos. Por lo tanto, no se presenta irregularidad.

- **Discontinuidad en los sistemas resistentes**

No existe desalineamiento vertical en ningún elemento; es decir, no hay cambio de orientación ni desplazamiento del eje de magnitud. Por ello, no se observa esta irregularidad.

- **Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes**

No existe desalinamiento vertical en ningún elemento. Por tal motivo, no se muestra esta irregularidad.

#### **Irregularidades estructurales en planta (Ip)**

- **Esquinas entrantes**

Se presenta esta irregularidad cuando las dimensiones, en ambas direcciones, son mayores que el 20% de la dimensión total en planta.

Esquina entrante (Eje Y) = 4.05 m

Esquina entrante (Eje X) = 4.10 m

Dimensión en planta (Eje Y) = 12.75m x 20% = 2.55 m < 4.05 m  
Dimensión en planta (Eje X) = 17.40m x 20% = 3.48 m < 4.10 m

Por lo tanto, se presenta irregularidad por esquinas entrantes.  
 $I_p = 0.9$

- **Discontinuidad del diafragma**

Existirá esta irregularidad si hay aberturas mayores que el 50% del área bruta del diafragma. Las únicas aberturas en planta del edificio son por las áreas libres del ascensor, las escaleras y los ductos de ventilación en los baños. Como estas superficies no llegan a ser ni el 10% del área total del diafragma, no se presenta irregularidad.

- **Sistemas no paralelos**

Todos los elementos resistentes a fuerzas laterales, pórticos y placas son paralelos, por ello, no se muestra esta irregularidad.

En conclusión, al realizar un análisis previo a los resultados dinámicos, se pudo hallar solo irregularidades en planta por esquinas entrantes. Entonces, el coeficiente de reducción (R) se determinará por el producto del coeficiente  $R_o$  y de los factores  $I_a$  e  $I_p$ .

$$\begin{aligned} R_o &= 6 \\ I_a &= 1 \\ I_p &= 0.9 \\ R &= R_o \times I_a \times I_p = 5.4 \end{aligned}$$

Más adelante, se analizarán las demás irregularidades, el piso blando y la torsión.

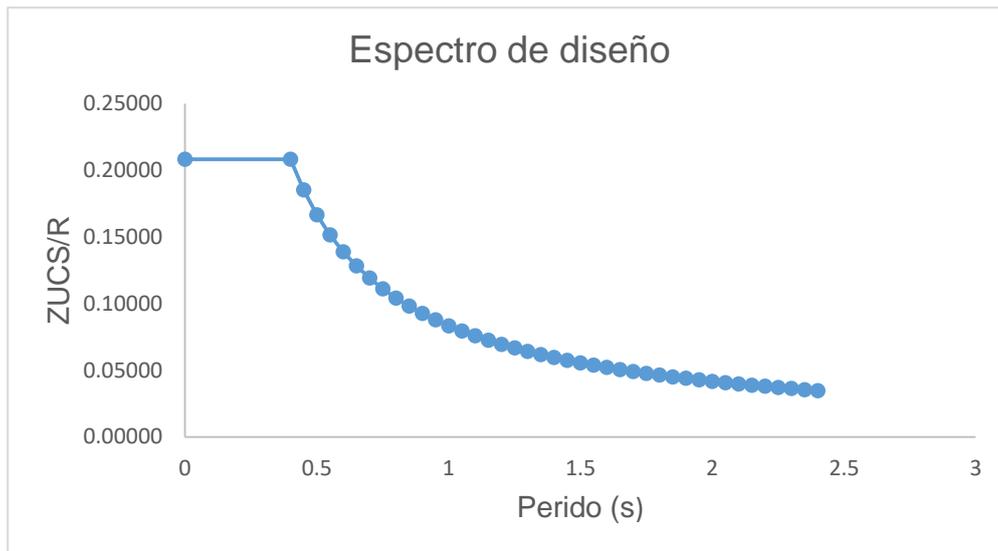
Los parámetros sísmicos serán:

**Tabla 6.** Parámetros sísmicos iniciales

Parámetro	Factor
Z	0.45
U	1.0
S	1.0
$R_x = R_y$	5.4

#### 5.4 Espectro de diseño

Para el espectro de diseño, se utilizó una función espectral, a partir de  $ZUCS/R$  vs  $T$ .



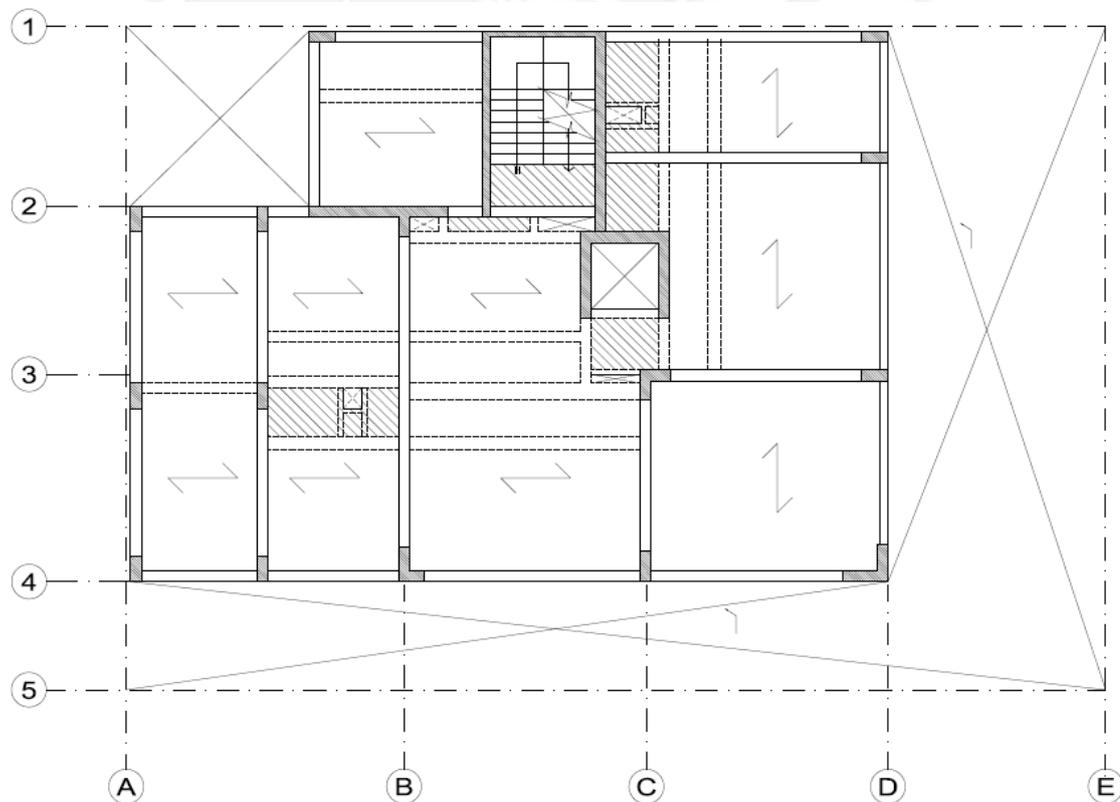
**Figura 7. Espectro de diseño**

Se utilizó un espectro inelástico de pseudo-aceralaciones definido por:

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} \times g$$

**5.5 Resultados Análisis Dinámicos Modelo 1**

Se hizo un primer análisis dinámico con la estructuración inicial del edificio, denominado Modelo 1 (Figura 8).



**Figura 8. Estructuración Modelo 1**

A partir del modelo, se obtuvieron los periodos fundamentales de los modos de vibración en cada dirección principal del edificio.

**Tabla 7. Modos de vibración del Modelo 1**

MODO	PERIODO T (s)	MASA EFECTIVA	
		X-X	Y-Y
1	0.577	35.40	21.74
2	0.283	13.42	40.43
3	0.231	24.43	14.76
4	0.160	8.67	6.68
5	0.078	0.12	6.54
6	0.074	9.03	0.36
7	0.062	1.57	2.28
8	0.045	0.71	3.42
9	0.038	3.28	0.00
10	0.030	0.17	0.00
11	0.030	0.41	2.38
12	0.025	1.54	0.08
13	0.021	0.23	0.95
14	0.020	0.03	0.01
15	0.019	0.72	0.04
16	0.016	0.27	0.32
17	0.015	0.00	0.00
18	0.012	0.00	0.00

Del cuadro anterior, se observa que las masas efectivas más significativas en la dirección X están en el modo 1 con 35%. Mientras que en la dirección Y están en el modo 2 con 40%. Esto quiere decir que los periodos fundamentales para la dirección X e Y es de 0.577 s. y 0.283 s. respectivamente.

A partir del espectro presentado, se obtendrán respuestas modales y así estimar las respuestas máximas de la estructura a base de una combinación modal. Esta es la Combinación Cuadrática Completa (CQC).

Con estas combinaciones, se obtendrán fuerzas internas, deformaciones y desplazamientos.

- **Verificación de derivas**

Dado el análisis con el primer modelo y con la superposición modal, se obtuvieron desplazamientos máximos elásticos y lineales de la estructura. Para obtener los desplazamientos máximos inelásticos, la norma indica que si la estructura es regular, se debe multiplicar por el 75% del coeficiente de reducción (R); y si es irregular, por el

100% del coeficiente de reducción. Como la estructura es irregular, se multiplicarán por R.

Además, la norma establece que para las estructuras de concreto armado, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, no deberá exceder de 0.007 la fracción de altura de entrepiso (deriva).

### Derivas máximas en X

**Tabla 8.** Derivas Máximas en eje D1 del Modelo 1

Nivel	Carga	Derivas elásticas	Derivas inelásticas
Nivel 6	SISMO X	0.000876	0.0047
Nivel 5	SISMO X	0.00106	0.0057
Nivel 4	SISMO X	0.001198	0.0065
Nivel 3	SISMO X	0.001234	0.0067
Nivel 2	SISMO X	0.001097	0.0059
Nivel 1	SISMO X	0.000535	0.0029

### Derivas máximas en Y

**Tabla 9.** Derivas Máximas en eje A2 de Modelo 1

Nivel	Carga	Derivas elásticas	Derivas inelásticas
Nivel 6	SISMO Y	0.000472	0.0025
Nivel 5	SISMO Y	0.000555	0.0030
Nivel 4	SISMO Y	0.000612	0.0033
Nivel 3	SISMO Y	0.00062	0.0033
Nivel 2	SISMO Y	0.000561	0.0030
Nivel 1	SISMO Y	0.000305	0.0016

En estas tablas se observa que en el eje X, la máxima deriva es 6.7‰; y en el eje Y, 3.3‰. Por lo tanto, se está cumpliendo con las derivas máximas dispuestas por la Norma Peruana.

- **Irregularidad por torsión**

En el análisis que se hizo antes de los resultados dinámicos, faltó corroborar la irregularidad por torsión.

Se presentará esta irregularidad cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo

del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Este criterio sólo se aplica si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la tabla N° 11 de la Norma Peruana E.030.

Además, se presentará una irregularidad torsional extrema si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga.

La Norma Peruana restringe irregularidades. Para ello, toma en cuenta la categoría de la edificación y en la zona donde esté ubicada. Según la tabla N° 10 de la norma, para edificaciones de categoría C y en zona 4 y 3, no se permitirán irregularidades extremas.

### Eje X

**Tabla 10.** Verificación de irregularidad por torsión con sismo X-X del Modelo 1

Nivel	$\Delta$ inelástico entrepiso (Eje D1) (1)	$\Delta$ 50% permisible	Cumple 1° Condición	$\Delta$ CM	$\Delta$ RELATIVO CM	$\Delta$ inelástico relativo entrepiso CM (2)	(1)÷(2)
Nivel 6	0.0132451	0.0098	SI	0.0088	0.0015	0.0081	1.64
Nivel 5	0.0160272	0.0098	SI	0.0073	0.0016	0.00864	1.86
Nivel 4	0.0181138	0.0098	SI	0.0057	0.0017	0.00918	1.97
Nivel 3	0.0186581	0.0098	SI	0.004	0.0017	0.00918	2.03
Nivel 2	0.0165866	0.0098	SI	0.0023	0.0016	0.00864	1.92
Nivel 1	0.0080892	0.0098	NO	0.0007	0.0007	0.00378	

### Eje Y

**Tabla 11.** Verificación de irregularidad por torsión con sismo Y-Y del Modelo 1

Nivel	$\Delta$ inelástico entrepiso (Eje A2)	$\Delta$ 50% permisible	Cumple 1° Condición
Nivel 6	0.0071366	0.0098	NO
Nivel 5	0.0083916	0.0098	NO
Nivel 4	0.0092534	0.0098	NO
Nivel 3	0.0093744	0.0098	NO
Nivel 2	0.0084823	0.0098	NO
Nivel 1	0.0046116	0.0098	NO

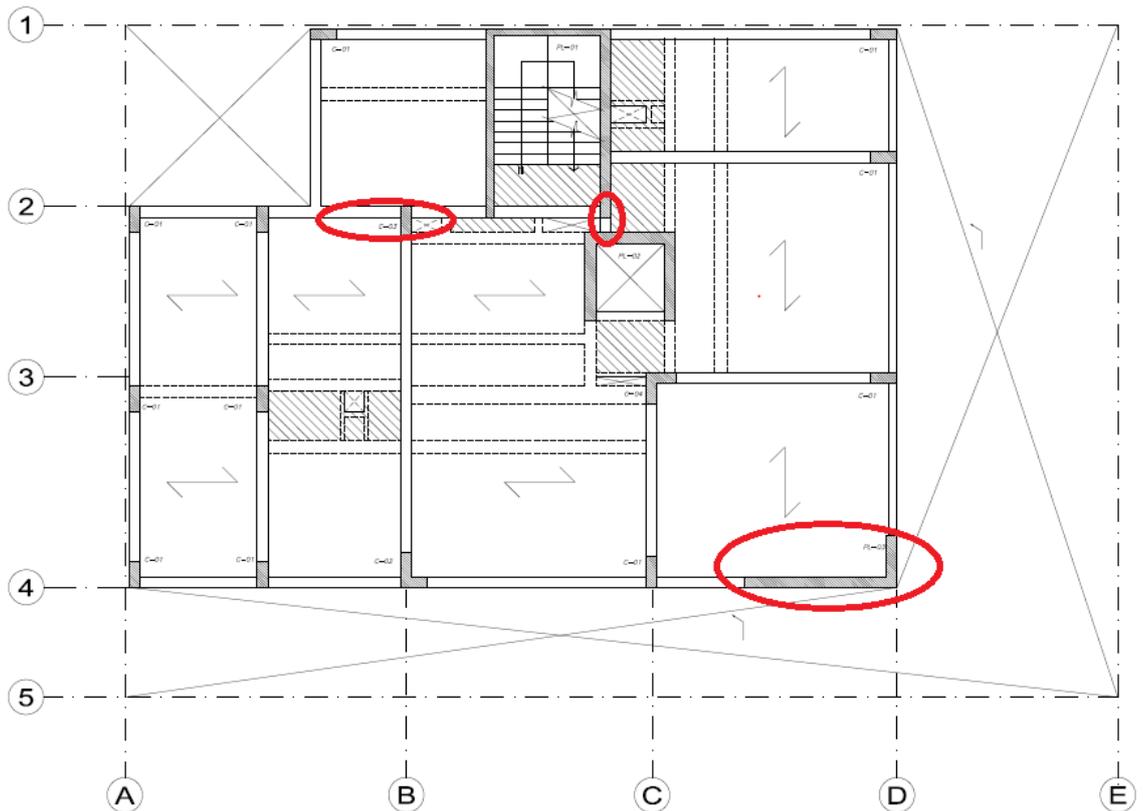
En las tablas se puede observar que los desplazamientos en la dirección Y no superan el 50% del desplazamiento permisible. Por tal motivo, no se requerirá hacer más análisis, ya que la norma indica que al no cumplir esta condición, la estructura no presentará esta irregularidad.

Por otro lado, el mayor valor de la relación de desplazamiento entre piso y desplazamiento relativo del centro de masa es 2.03 para el eje X. Es así que se verifica la presencia de irregularidades torsionales extremas en dicha dirección. Esto demuestra el problema que el edificio tiene de torsión en planta. Debido a esto, se tendrá que realizar cambios en la estructura para que cumpla con lo que especifica la Norma Peruana E.030.

## 5.6 Resultados Análisis Dinámicos Modelo 2

Para controlar mejor la torsión en planta y cumplir lo exigido por la norma, se decidió eliminar una gran parte de la placa del eje 4 y dejarlo como una columna de 0.25x0.70 m. También se agrandó la columna de la esquina entre el eje D y 2, de tal modo que se tendrá una placa que pueda equilibrar la concentración que hay en la caja de ascensor y escalera. Asimismo, se uniformizaron las columnas a 0.25x0.60 m, a excepción de las que tienen forma de L. Se eliminó un tramo de placa entre la caja del ascensor y la escalera, de esa forma, se tiene dos placas no conectados. Por último, se cambió la viga del borde que está en el eje 4, a 0.25x0.60 m. De esta manera, se espera tener mejores resultados que en el modelo anterior. Este sería el segundo análisis con un nuevo modelo, denominado Modelo 2 (Figura 9).

A continuación, se mostrarán los resultados del análisis con el nuevo modelo.



**Figura 9.** Estructuración Modelo 2

A partir del modelo, se obtuvieron los periodos fundamentales de los modos de vibración en cada dirección principal del edificio.

**Tabla 12.** Modos de vibración del Modelo 2

MODO	PERIODO T (s)	MASA EFECTIVA	
		X-X	Y-Y
1	0.432	52.65	21.11
2	0.384	0.89	46.89
3	0.308	17.63	1.38
4	0.105	0.29	3.40
5	0.089	1.43	6.45
6	0.075	3.01	9.95
7	0.047	15.26	1.33
8	0.043	0.07	0.66
9	0.033	0.53	4.32
10	0.030	4.78	0.89
11	0.029	0.01	0.01
12	0.023	0.13	0.16
13	0.021	0.01	0.04
14	0.020	2.00	2.09

15	0.020	0.06	0.08
16	0.018	0.00	0.02
17	0.015	0.90	0.92
18	0.012	0.33	0.30

Del cuadro anterior, se observa que las masas efectivas más significativas en el eje X e Y siguen siendo el modo 1 y 2, respectivamente. Con 53% en X y 47% en Y. Esto quiere decir que los periodos fundamentales para el eje X es 0.432 s. y en el eje Y es 0.384 s. Respecto al modelo anterior, la masa participativa del eje X ha cambiado, aumentando de 35% a 53%, pero disminuyendo el periodo de 0.577 a 0.432; este aumento de masa participativa da indicio de que reducirá los problemas de torsión; mientras que en el eje Y, sucede lo mismo con la masa participativa de 40% a 47% y el periodo de 0.283 a 0.384.

- **Verificación de derivas**

#### Derivas máximas en X

**Tabla 13.** Derivas Máximas en el eje D1 de Modelo 2

Nivel	Carga	Derivas elásticas	Derivas inelásticas
Nivel 6	SISMO X	0.00079	0.0043
Nivel 5	SISMO X	0.00085	0.0046
Nivel 4	SISMO X	0.00086	0.0047
Nivel 3	SISMO X	0.00080	0.0043
Nivel 2	SISMO X	0.00063	0.0034
Nivel 1	SISMO X	0.00030	0.0016

#### Derivas máximas en Y

**Tabla 14.** Derivas Máximas en el eje A2 de Modelo 2

Nivel	Carga	Derivas elásticas	Derivas inelásticas
Nivel 6	SISMO Y	0.00078	0.0042
Nivel 5	SISMO Y	0.00082	0.0044
Nivel 4	SISMO Y	0.00082	0.0044
Nivel 3	SISMO Y	0.00075	0.0040
Nivel 2	SISMO Y	0.00058	0.0032
Nivel 1	SISMO Y	0.00028	0.0015

De las tablas presentadas, la deriva máxima en X e Y son 4.7‰; y 4.4‰, respectivamente, por lo que están cumpliendo con las exigencias de la norma E.030. Las derivas en la dirección X e Y son parecidas, eso quiere decir que las resistencias laterales en ambas direcciones son parecidas también.

- Irregularidad por torsión

### Eje X

**Tabla 15.** Verificación de irregularidad por torsión con sismo X-X del Modelo 2

Nivel	$\Delta$ inelástico entrepiso (Eje D1) (1)	$\Delta$ 50% permisible	Cumple 1º Condición	$\Delta$ CM	$\Delta$ RELATIVO CM	$\Delta$ inelástico relativo entrepiso CM (2)	(1)÷(2)
Nivel 6	0.0120	0.0098	SI	0.0086	0.0017	0.0092	1.30
Nivel 5	0.0129	0.0098	SI	0.0069	0.0017	0.0093	1.39
Nivel 4	0.0130	0.0098	SI	0.0052	0.0017	0.0094	1.39
Nivel 3	0.0121	0.0098	SI	0.0035	0.0016	0.0086	1.40
Nivel 2	0.0095	0.0098	NO	0.0019	0.0013	0.0068	--
Nivel 1	0.0045	0.0098	NO	0.0006	0.0006	0.0033	--

### Eje Y

**Tabla 16.** Verificación de irregularidad por torsión con sismo Y-Y del Modelo 2

Nivel	$\Delta$ inelástico entrepiso (Eje A2)	$\Delta$ 50% permisible	Cumple 1º Condición	$\Delta$ CM	$\Delta$ RELATIVO CM	$\Delta$ inelástico relativo entrepiso CM	$\Delta$ inelástico entrepiso / $\Delta$ inelástico relativo entrepiso CM
Nivel 6	0.0117	0.0098	SI	0.0097	0.0020	0.0109	1.08
Nivel 5	0.0125	0.0098	SI	0.0077	0.0021	0.0111	1.12
Nivel 4	0.0124	0.0098	SI	0.0056	0.0020	0.0108	1.15
Nivel 3	0.0113	0.0098	SI	0.0037	0.0018	0.0095	1.19
Nivel 2	0.0088	0.0098	NO	0.0019	0.0013	0.0071	
Nivel 1	0.0043	0.0098	NO	0.0006	0.0006	0.0031	

De las tablas presentadas, a diferencia del modelo 1, los desplazamientos en la dirección Y superaron el 50% del desplazamiento permisible, pero las relaciones de desplazamientos del entrepiso entre el centro de masa (torsión) están dentro del límite, por lo tanto, no se presenta irregularidad torsional en dicha dirección. En cambio, en la dirección X si se presenta esta irregularidad, y se puede notar que esto sucede a partir del tercer piso, pero a diferencia del modelo anterior, se redujo, significativamente, y ya no presenta irregularidad torsional extrema. Entonces en este caso, se utilizara un nuevo factor,  $I_p$ , de 0.75 y así obtener otro coeficiente de reducción.

- **Irregularidad de piso blando**

Esta irregularidad se presentara si, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1.4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.

Además, se presentara irregularidad de piso blando extrema si la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1.6 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.

**Eje X**

**Tabla 17.** Verificación de piso blando en la dirección X del Modelo 2

Nivel	Derivas inelásticas	1.4 Derivas inelásticas	1.25x (Promedio de 3 Superiores)	Irregularidad?
Nivel 6	0.00428	0.00600		NO
Nivel 5	0.00460	0.00643		NO
Nivel 4	0.00466	0.00652	0.00451	NO
Nivel 3	0.00432	0.00605	0.00453	NO
Nivel 2	0.00340	0.00476	0.00413	NO
Nivel 1	0.00160			NO

**Eje Y**

**Tabla 18.** Verificación de piso blando en la dirección Y del Modelo 2

Nivel	Derivas inelásticas	1.4 Derivas inelásticas	1.25x (Promedio de 3 Superiores)	Irregularidad?
Nivel 6	0.00419	0.00587		NO
Nivel 5	0.00445	0.00623		NO
Nivel 4	0.00443	0.00621	0.00436	NO
Nivel 3	0.00404	0.00566	0.00431	NO
Nivel 2	0.00315	0.00442	0.00388	NO
Nivel 1	0.00152			NO

De acuerdo a las tablas presentadas, se corrobora que no se sobrepasan los límites permitidos, por lo tanto, no se presenta esta irregularidad.

Este modelo tiene un mejor comportamiento que el anterior y es más adecuado, ya que se controla mejor la torsión. Aunque igual se presenta esta irregularidad en la dirección X, pero no es extrema. De esa manera, se obtendrá el valor final del coeficiente de reducción y, a partir de ahí, se obtendrán los resultados finales del análisis dinámico.

**Tabla 19. Parámetros sísmicos finales**

Rxo = 6	Ryo = 6
la = 1	la = 1
lp = 0.75	lp = 0.75
Rx = 4.5	Ry = 4.5

- **Cortante basal del análisis dinámico del Modelo 2**

Las cortantes se hallaron mediante una superposición modal y son los siguientes:

$$V_x \text{ din} = 164 \text{ tn}$$

$$V_y \text{ din} = 155 \text{ tn}$$

### 5.7 Análisis estático Modelo 2

Ya que se hizo varios cambios en la estructura, se tiene un nuevo peso que servirá para hallar la cortante basal estática. De tal modo, se podrá comprobar que el sistema estructural es de muros estructurales.

**Tabla 20. Masa y peso del modelo 2 del edificio**

Piso	Masa (Tn.seg <sup>2</sup> /m)	Peso (Tn)
Piso 1	22	213
Piso 2	22	213
Piso 3	22	213
Piso 4	22	213
Piso 5	22	213
Piso 6	18	173
<b>Total</b>	<b>126</b>	<b>1239</b>

La fuerza cortante basal estática se determinara por la expresión:

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

Se obtienen los factores de amplificación (C), según los periodos de cada dirección.

**Tabla 21. Factores de amplificación**

Tx	0.432
Ty	0.384
Cx	2.32
Cy	2.5

Así, con los parámetros ya definidos, se obtuvieron las cortantes basales.

**Tabla 22. Cortante basal estático**

Parámetros	Factor
Z	0.45
U	1.0
S	1.0
Cx	2.32
Cy	2.5
Rx	4.5
Ry	4.5
Peso	1239 tn
Vx est	285 tn
Vy est	257 tn

Luego, a partir de la cortante basal, se obtienen las fuerzas cortantes en cada nivel. La Norma propone una fórmula para distribuirlas:

$$F_i = \frac{P_i \times h_i}{\sum P_j \times h_j} \times V$$

**Tabla 23. Distribución de fuerzas cortantes por nivel en la dirección X**

Nivel	Pi	hi	Pi x hi	Fi
Nivel 6	213.24	2.8	597.07	14.36
Nivel 5	213.24	5.6	1194.14	28.72
Nivel 4	213.24	8.4	1791.21	43.08
Nivel 3	213.24	11.2	2388.29	57.43
Nivel 2	213.24	14	2985.36	71.79
Nivel 1	173.00	16.8	2906.44	69.89
		Total	<b>11862</b>	<b>285</b>

**Tabla 24.** Distribución de fuerzas cortantes por nivel en la dirección Y

Nivel	Pi	hi	Pi x hi	Fi
Nivel 6	213.24	2.8	597.07	12.95
Nivel 5	213.24	5.6	1194.14	25.90
Nivel 4	213.24	8.4	1791.21	38.85
Nivel 3	213.24	11.2	2388.29	51.80
Nivel 2	213.24	14	2985.36	64.75
Nivel 1	173.00	16.8	2906.44	63.04
		Total	<b>11862</b>	<b>257</b>

- **Verificación de fuerzas cortantes en las placas**

Se verificará si la suposición acerca de que el sistema estructural es de muros estructurales. Para ello, las placas deben actuar por lo menos el 70% de la cortante basal.

**Eje x**

Cortante basal = 285 tn

Cortante en placas = 265 tn

% de cortante en placas = 93%

Por lo tanto, en esta dirección, fue correcta la suposición antes mencionada.

**Eje Y**

Cortante basal = 257 tn

Cortante en placas = 223 tn

% de cortante en placas = 87 %

En el eje Y, también se comprueba que, en esta dirección, el sistema estructural es de muros estructurales.

Debido a que en ambas direcciones el sistema estructural es de muros estructurales, nuestros cálculos no variarán.

- **Factor escala**

De acuerdo a la Norma Peruana E.030; para estructuras regulares, la fuerza cortante basal dinámica no puede ser menor que el 80%, mientras que para estructuras irregulares, el 90%, como nuestro caso.

$$f = \frac{0.9 \times V_{est}}{V_{dinam}}$$

$$f_x = \frac{0.9 \times 285}{164} = 1.57$$

$$f_y = \frac{0.9 \times 257}{155} = 1.49$$

Por lo tanto, estos serían los factores que se tendrían que escalar para cumplir los mínimos señalados. Se escalarán las fuerzas internas para propósitos de diseño. Sin embargo, no se escalarán los desplazamientos.

### 5.8 Análisis dinámico traslacional

En este caso, se analizará a traslación pura, sin efectos de torsión, y se comparará con el análisis anterior.

#### Resultados de análisis

Los resultados del análisis para el modelo 2 (el definitivo) se presentan en las siguientes tablas.

**Tabla 25.** Modos de Vibración análisis 3D

MODO	PERIODO T (s)	MASA EFECTIVA	
		X-X	Y-Y
1	0.432	52.65	21.11
2	0.384	0.89	46.89
3	0.308	17.63	1.38
4	0.105	0.29	3.40
5	0.089	1.43	6.45
6	0.075	3.01	9.95
7	0.047	15.26	1.33
8	0.043	0.07	0.66
9	0.033	0.53	4.32
10	0.030	4.78	0.89
11	0.029	0.01	0.01
12	0.023	0.13	0.16
13	0.021	0.01	0.04
14	0.020	2.00	2.09
15	0.020	0.06	0.08
16	0.018	0.00	0.02
17	0.015	0.90	0.92
18	0.012	0.33	0.30

**Tabla 26. Modos de vibración análisis traslacional**

Modo	PERIODO T (s)	MASA EFECTIVA	PERIODO T (s)	MASA EFECTIVA
		X-X		Y-Y
1	0.376	71.74	0.374	69.64
2	0.092	18.93	0.081	19.65
3	0.043	5.67	0.035	6.43
4	0.028	2.35	0.022	2.73
5	0.021	0.99	0.016	1.17
6	0.018	0.32	0.013	0.38

**Tabla 27. Desplazamientos de entrepisos**

Nivel	3D X-X	2D X-X	3D Y-Y	2D Y-Y
Nivel 6	0.428%	0.383%	0.419%	0.414%
Nivel 5	0.459%	0.406%	0.445%	0.424%
Nivel 4	0.466%	0.407%	0.443%	0.412%
Nivel 3	0.432%	0.374%	0.404%	0.365%
Nivel 2	0.339%	0.296%	0.315%	0.273%
Nivel 1	0.160%	0.147%	0.152%	0.120%

**Tabla 28. Cortantes de entrepiso (Ton.)**

Nivel	3D X-X	2D X-X	3D Y-Y	2D Y-Y
Nivel 6	49	67	46	57
Nivel 5	90	126	87	105
Nivel 4	119	169	116	139
Nivel 3	141	200	137	164
Nivel 2	156	221	149	180
Nivel 1	163	230	154	187

En estas tablas se observa que las masas participativas entre ambos análisis difieren. En la dirección X hay 72% en análisis traslacional y 53% para el análisis en 3D. Se hace notoria la presencia de torsión en planta, ya que las masas participativas están dispersas en varios modos. En cambio, en la dirección Y, no difiere mucho la masa participativa en el análisis traslacional y el 3D. No se verá afectada por torsión.

Los desplazamientos, eje D1 para X y eje A2 para Y, en el análisis 3D (Figura 8) son ligeramente superiores a los del análisis traslacional. Las máximas deriva es 4.6‰ para el análisis en 3D y 4.2‰ para el 2D.

En cambio, en el análisis traslacional, las fuerzas cortantes son superiores al análisis en 3D. Esto se debe a que en el traslacional, la masa participativa está concentrada en un solo modo.

Estos resultados se deben a que la estructura es irregular. Las diferencias entre el análisis traslacional y 3D se reflejan debido a que se cuenta con esquinas entrantes y torsión en la dirección X.

Para fines de diseño, se usarán los resultados del análisis en 3D.

## 5.9 Desplazamientos máximo y junta sísmica

Los desplazamientos máximos de la estructura (Figura 8) son los siguientes:

- X-X 6.37 cm en el eje D1
- Y-Y 6.08 cm en el eje A2

Con estos se procede a hallar la junta sísmica necesaria entre las edificaciones colindantes para evitar el contacto entre ellas, ante un evento telúrico.

La norma E.030 estipula que la distancia no debe de ser menor que:

- $\frac{2}{3}$  la suma de los desplazamientos máximos de los edificios
- $s = 0.006h \geq 0.03\text{m}$ ,  $h = 16.80\text{ m}$ .

Ya que no se cuenta con los desplazamientos de la estructura adyacente, se elegirá la distancia mayor entre los siguientes valores:

- $\frac{2}{3}$  del desplazamiento máximo de la estructura a diseñar
- $S/2 = 10.08 \Rightarrow s = 5.04\text{ cm}$

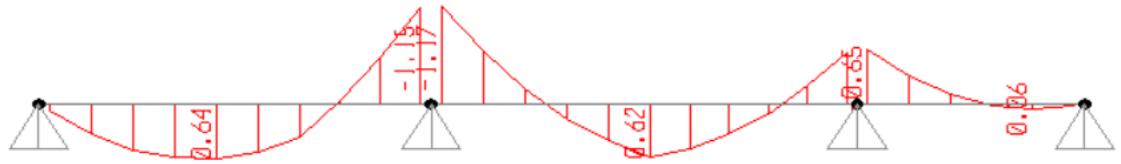
Finalmente, para ambas direcciones, X-X e Y-Y, la junta sísmica será 6 cm.

# CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

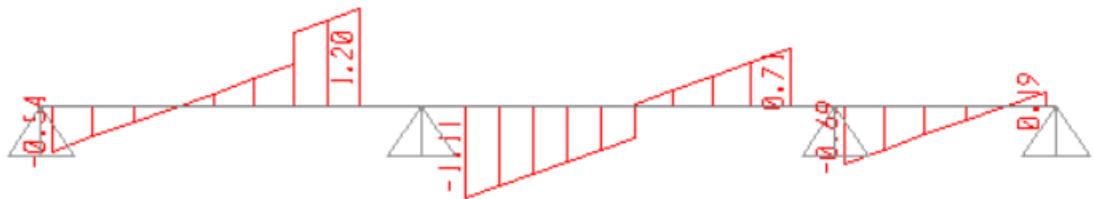
## 6.1 Diseño de losa aligerada

Las losas aligeradas son elementos que trabajan a flexión y corte. Se diseñan con un ancho tributario de 40 cm por cada vigueta. Cada sección de las viguetas debe contar con la resistencia capaz de cumplir las solicitaciones últimas por cargas de gravedad.

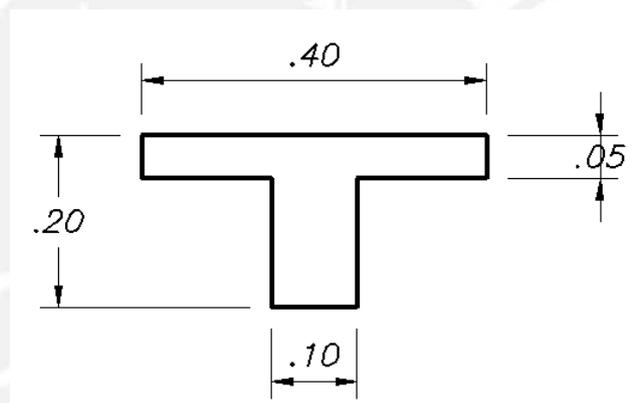
A manera de ejemplo, se presentará el diseño de una vigueta típica ya metrada en el capítulo 4, entre los ejes C y D. Dicha vigueta se encuentra apoyada en vigas de 25 cm de espesor. A continuación, se muestran los diagramas de momento flector y diagrama de fuerzas cortantes en la cara del apoyo.



**Figura 10.** Diagrama de momento flector  $M_u$  (Tn-m)



**Figura 11.** Diagrama de fuerzas cortantes  $V_u$  (Tn)



**Figura 12.** Sección de una vigueta  $h=20\text{cm}$

La norma peruana E.060 exige que la sección debe contar con un acero mínimo. El acero mínimo negativo se hallará con un momento de 1.2 Mcr.

$$1.2 \text{ Mcr} = 1.2 \times f_r \times \frac{I_g}{Y_c}$$

$$\begin{aligned} f'_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ f_r &= 2 \times \sqrt{f'_c} = 29 \text{ kg/cm}^2 \\ Y_c &= 6.79 \text{ cm} \\ I_g &= 11800 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$1.2 \text{ Mcr} = 1.2 \times 29 \times 11800 / 6.79 = 605 \text{ kg-m}$$

Para  $b = 10 \text{ cm}$  y  $d = 17 \text{ cm}$  se cuenta con un  $A_s^{\text{min}} = 1.01 \text{ cm}^2$

Por otro lado, para hallar el acero positivo se determinará de la siguiente manera:

$$As^+_{min} = 0.7 \times \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} \times bw \times d = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 10 \times 17 = \mathbf{0.41 \text{ cm}^2}$$

Además, la norma específica que la sección debe contar con un acero máximo.

$$As^+_{max} = 0.75 \times Asb^+ = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$As^-_{max} = 0.75 \times Asb^- = 2.71 \text{ cm}^2$$

Entonces, para los momentos últimos del diagrama presentado, se procederá hallar el refuerzo necesario en cada sección con el fin de cumplir las solicitaciones. Se emplearán las siguientes fórmulas:

$$Mn = As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{donde,} \quad a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

En la siguiente tabla, se mostrará el resumen de diseño para cada sección a caras del apoyo.

**Tabla 29.** Diseño por flexión de una vigueta típica

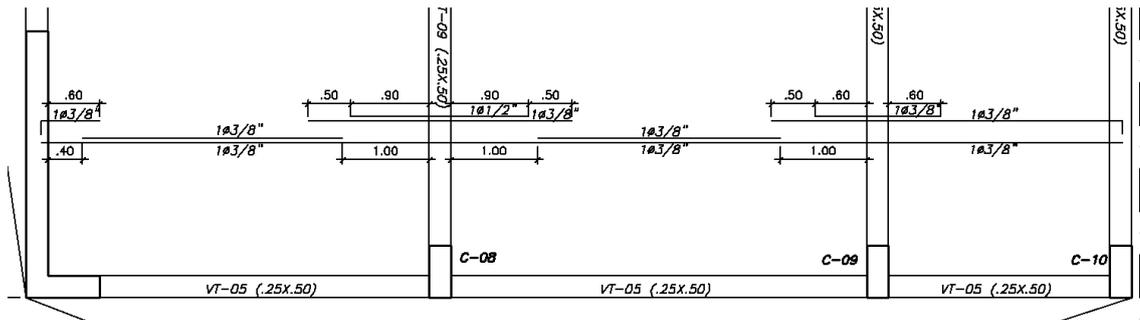
<b>Mu ( Tn - m )</b>	<b>b (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>As (cm2)</b>	<b>Distribución</b>
0.64	40	17	1.01	1Φ3/8" + 1Φ3/8"
0.62	40	17	0.98	1Φ3/8" + 1Φ3/8"
0.06	40	17	0.10	1Φ3/8"
-1.17	10	17	2.10	1Φ1/2" + 1Φ3/8"
-0.65	10	17	1.10	1Φ3/8" + 1Φ3/8"

Por otra parte, se debe de verificar que la resistencia del concreto sea lo suficientemente capaz de soportar las fuerzas cortantes de cada sección. Por lo cual, la resistencia del concreto al corte se obtiene de la siguiente manera:

$$\phi Vc = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

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

Del diagrama de fuerzas cortantes, de la figura 12, la mayor cortante a "d" de la cara es 1.20 tn; mientras que, la capacidad del concreto es 1.22 tn. Entonces, la sección tiene la capacidad suficiente para resistir las cortantes en el aligerado. Además, los cortes de fierro fueron hechos en los puntos teóricos con un adicional de 12 db o d según corresponda, tanto para momentos positivos y negativos. Finalmente, se presenta el diseño completo del aligerado en la figura 13.



**Figura 13.** Diseño final de la losa aligerada

## 6.2 Diseño de vigas

Como ejemplo, se presentará el diseño dos vigas, una trabajará solamente a cargas de gravedad; mientras que la otra, adicionalmente, a cargas sísmicas.

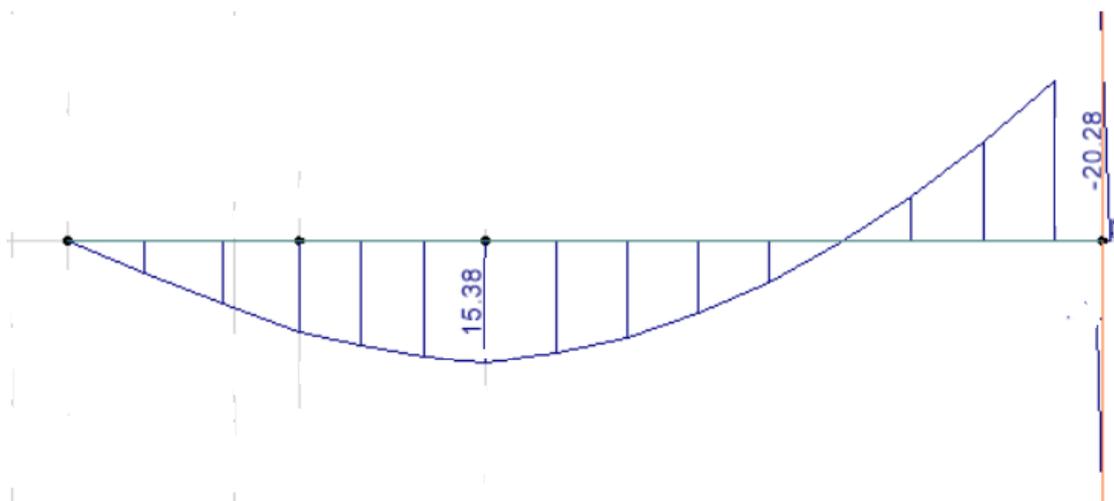
### Viga VT-08

El modelo de esta viga, ubicada entre el eje 1 y 2, se realizó con los extremos empotrados. Esto se debe a que la norma E0.60 permite que para cargas de gravedad, los extremos lejanos de las columnas se consideren empotrados en ambos entrepisos. No obstante, como un apoyo de la viga se encuentra apoyada en el lado menor de la placa, PL-02, que son 25cm, esto no será suficiente para que se desarrolle el momento negativo. Por ello, se modela como un apoyo simple.

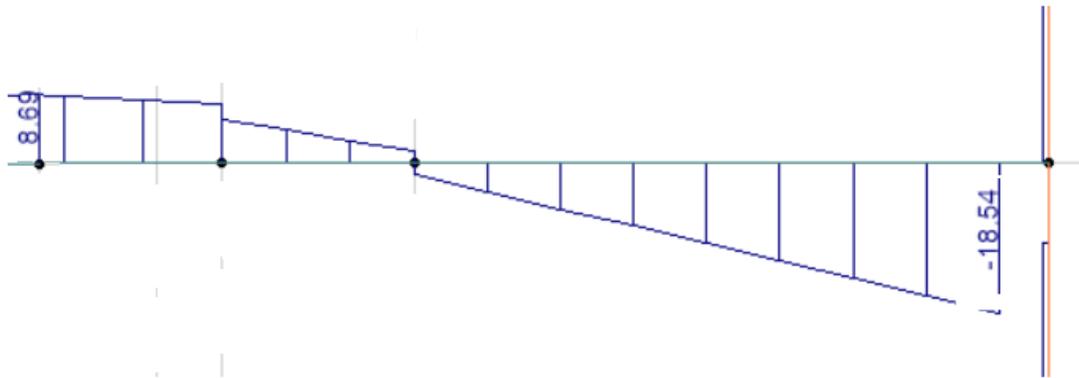
Este modelo se analizó mediante el software Etabs, del cual se obtuvieron los diagramas de momento flector y diagrama de fuerza cortante de la viga en la figura 14 y 15, respectivamente.

Ya que la viga trabaja, básicamente, a cargas de gravedad, dado que las solicitaciones sísmicas son despreciables, la combinación predominante sería la siguiente:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$



**Figura 14.** Diagrama de momento flector  $M_u$  (tn-m) VT-08



**Figura 15.** Diagrama de fuerza cortante  $V_u$  (tn) VT-08

### Diseño por flexión

#### Reforzamiento de acero máximo y mínimo

La viga debe de contar con un acero mínimo en cada sección y se calcula con la siguiente expresión:

$$A_{smin} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d}{f_y}$$

Dado que la viga es de una sección constante de 0.25x0.50, el acero mínimo será:

$$A_{smin} = \frac{0.7 \times \sqrt{210} \times 25 \times 44}{4200} = 2.66 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del acero máximo, la norma E.060 indica que las secciones no deben exceder el 75% del acero balanceado. Para ello, se calcula con la siguiente expresión:

$$A_{smax} = 0.75 \times A_{sb} \quad A_{sb} = \frac{C_{cb}}{f_y} \quad C_{cb} = 0.85 \times f'c \times b \times a_b$$

$$a_b = 0.588 \times \beta \times d$$

Entonces,

$$A_{smax} = 0.75 \times \frac{0.85 \times 210 \times 25 \times 0.588 \times 0.85 \times 44}{4200} = 17.52 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, dado el rango de acero con el que debe de contar la viga y con el diagrama de momento flector, se procederá a hallar el refuerzo necesario para cada sección de la viga. Se mostrará en la tabla 30:

**Tabla 30. Diseño por flexión de la viga VT-08**

Mu (tn - m)	b (cm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Distribución
-20.28	25	44	14.42	2Ø3/4" + 2Ø3/4" (bastones) + 1Ø3/4" (bastones)
15.38	25	44	10.41	2Ø3/4" + 2Ø3/4" (bastones)

Se verifica que el diseño final de la viga cumple con los requerimientos de la norma E.060, pues es mayor que el acero mínimo y menor que el máximo.

### Diseño por cortante

Dado el diagrama de fuerza cortante (Figura 15), se obtiene que la cortante máxima requerida es 18.54 tn. Asimismo, se necesita saber cuánto es la capacidad que otorga el concreto; de esa manera, se verificará si se necesita refuerzo transversal (estribos). Para ello, se calculará la capacidad del concreto con la expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

Entonces,

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 44 = 7.18 \text{ tn}$$

$$V_u > \phi, V_u = 18.54 \text{ tn (se requiere estribos)}$$

Por lo tanto, se necesitarán estribos. La capacidad necesaria que tiene que aportar los estribos, se halla de la siguiente manera:

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

$$V_s \geq \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{18.54 - 7.18}{0.85} = 13.36 \text{ tn}$$

Con ello, se puede calcular el espaciamiento necesario de los estribos. Se usarán estribos 3/8" y se determinará con la siguiente expresión:

$$S = \frac{A_{sv} \times f_y \times d}{V_s} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 44}{13360} = 19.65 \text{ cm}$$

Además, se cuenta con espaciamiento máximo.

$$V_s \text{ max} = 1.1 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_s \text{ max} = 1.1 \times \sqrt{210} \times 25 \times 44 = 17.53 \text{ tn}$$

$$V_s \text{ max} \geq V_s$$

Entonces,

$$S \leq 60 \text{ cm} \quad \text{o} \quad S \leq \frac{d}{2} = \frac{44}{2} = 22 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tendrá la siguiente distribución de estribos:

Estribo  $\emptyset$  3/8; 1@0.05, 6@0.15, resto@0.20m

La viga está lo suficientemente confinada, con 6 estribos espaciados cada 15 cm, para resistir las solicitaciones de fuerzas cortantes en la zona de confinamiento. En cambio, fuera de esta zona, el espaciamiento aumentará ya que las solicitaciones por cortantes disminuyen; por lo tanto, se colocan estribos cada 20 cm con la finalidad de que brinden la suficiente resistencia a la viga frente a las fuerzas cortantes.

Finalmente, en la figura 16, se presenta el diseño final de la viga VT-08.

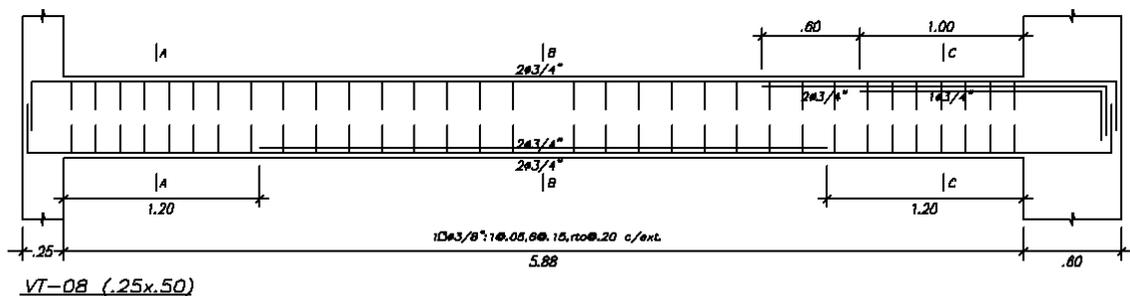


Figura 16. Diseño final de la viga VT-08

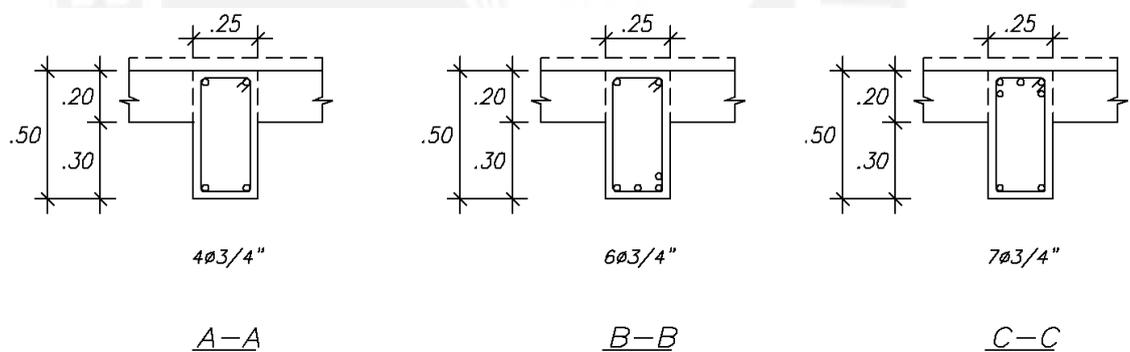
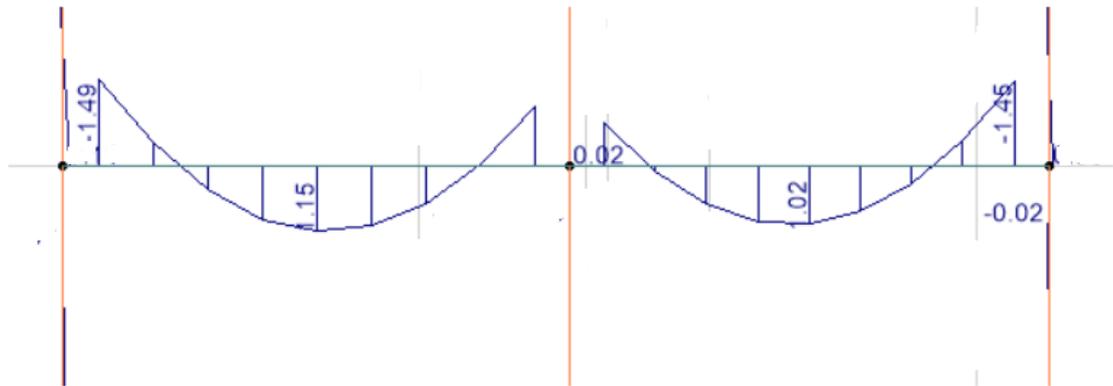


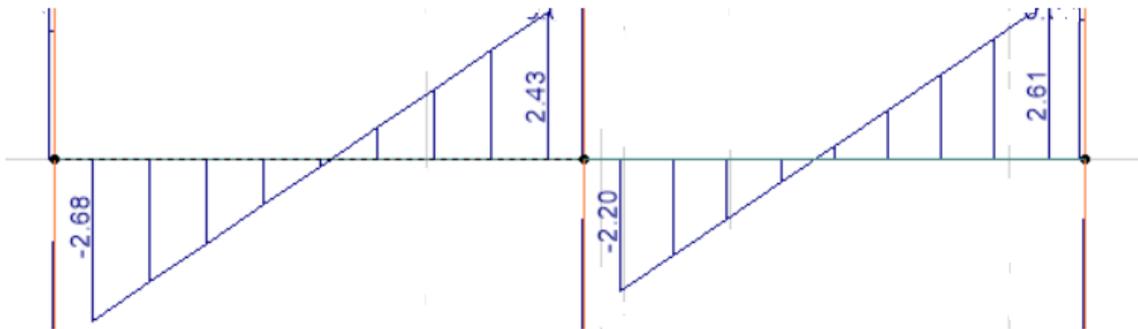
Figura 17. Detalles de las secciones de la viga VT-08

### Viga VT-01

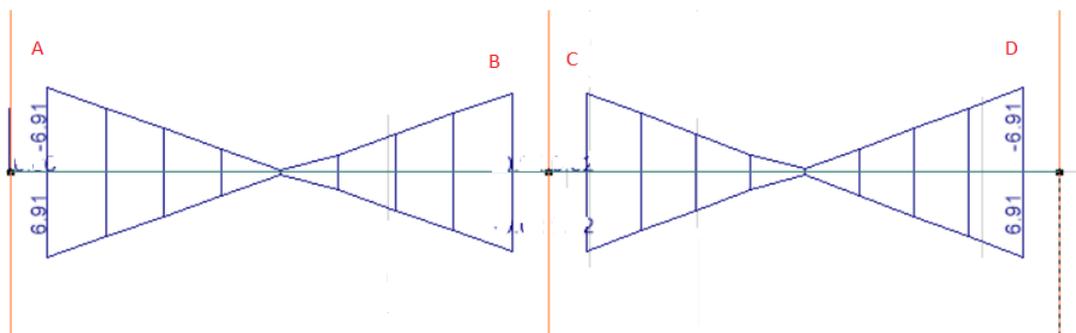
Esta viga, ubicada en el eje A, trabaja a tanto a cargas de gravedad como a cargas sísmicas. Se empleará el mismo método de análisis como la viga anterior; es decir, empotrados en los extremos lejanos de las columnas en ambos entrepisos. Con dicho modelo, se hallan los diagramas de momento flector y fuerza cortante mediante el programa Etabs.



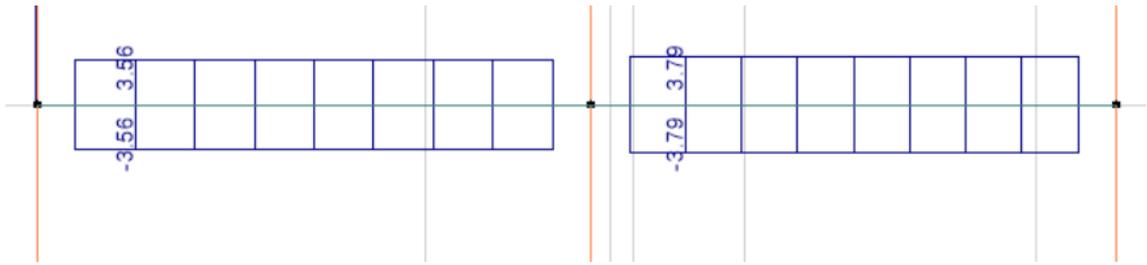
**Figura 18.** Diagrama de momento flector por cargas de gravedad (Tn-m)



**Figura 19.** Diagrama de fuerza cortante por cargas de gravedad (Tn)



**Figura 20.** Diagrama de momento flector por sismo X-X (Tn-m)



**Figura 21.** Diagrama de fuerza cortante por sismo X-X (Tn)

### Diseño por flexión

#### Reforzamiento de acero máximo y mínimo

Debido a que es la misma sección que la viga anterior, 0.25 x 0.50, el acero mínimo y máximo serán los mismos:

$$A_{smin} = 2.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 17.52 \text{ cm}^2$$

En la tabla 31 se muestran las combinaciones de cargas y qué combinación predomina para realizar el diseño por flexión.

**Tabla 31.** Combinaciones de cargas para la viga VT-01

	TRAMO 1		TRAMO 2	
	A	B	C	D
<b>Muerta</b>	-0.89	-0.95	-0.42	-0.85
<b>Viva</b>	0.60	0.06	0.32	0.60
<b>Sismo X-X</b>	6.91	6.46	6.44	6.91
<b>1.4CM +1.7CV</b>	-2.09	-1.41	-1.04	-2.03
<b>1.25(CM+CV) + S</b>	5.05	5.20	5.52	5.10
<b>0.9CM + S</b>	5.57	5.55	5.77	5.61
<b>1.25(CM+CV) - S</b>	-8.77	-7.72	-7.37	-8.72
<b>0.9CM - S</b>	-8.25	-7.37	-7.11	-8.22

De la tabla anterior, se observa que las combinaciones predominantes son U3 = 0.9CM + S, para momentos positivos y U4 = 1.25 (CM + CV), para momentos negativos. Por lo tanto, dado dichos momentos, se procede a hallar el refuerzo necesario, diseño a flexión, para cada sección (Tabla 32).

**Tabla 32.** Diseño por flexión de la viga VT-01

<b>Mu (tn - m)</b>	<b>b (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Distribución</b>
5.57	25	44	3.48	2Ø5/8"
5.55	25	44	3.47	2Ø5/8"
5.77	25	44	3.60	2Ø5/8"
5.61	25	44	3.50	2Ø5/8"
-8.77	25	44	5.61	2Ø5/8" + 1Ø5/8"
-7.72	25	44	4.90	2Ø5/8" + 1Ø5/8"
-7.37	25	44	4.66	2Ø5/8" + 1Ø5/8"
-8.72	25	44	5.58	2Ø5/8" + 1Ø5/8"

Se demuestra que el diseño por flexión de la viga cumple con los requerimientos de la norma E.060, tanto en acero mínimo y máximo.

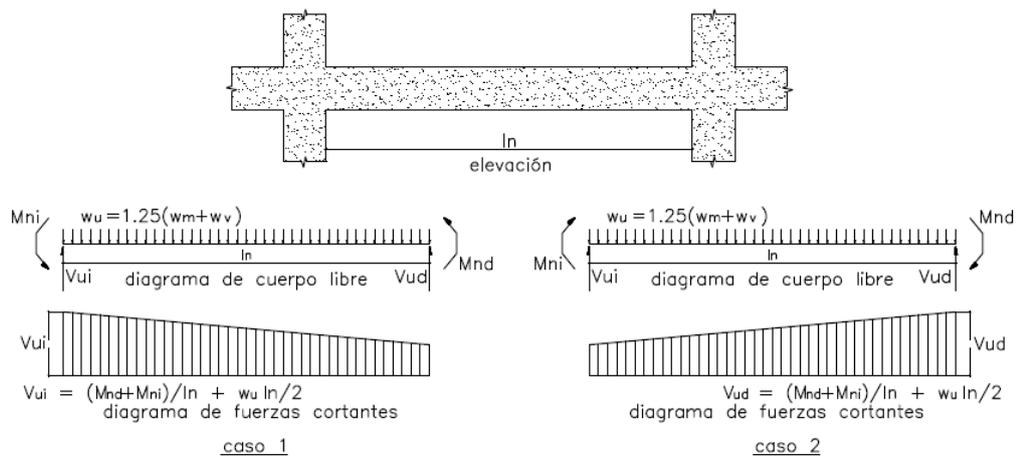
### **Diseño por cortante**

Debido a que la viga es sísmica, la norma E.060 exige que se realice el diseño por capacidad o que se amplifique el sismo por 2.5. Esto es necesario ya que se prefiere que la viga tenga una falla dúctil, antes que una frágil. Entonces, según la norma E.060, la cortante de diseño se halla de la siguiente manera:

La fuerza cortante de diseño  $V_u$  no debe de ser menor que el menor valor obtenido de (a) y (b).

- a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales ( $M_n$ ) del elemento en cada extremo y el cortante isostático calculado por las cargas de gravedad, amplificadas.
- b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de diseño con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2.5.

Para el inciso (a), la norma explica:



**Figura 22.** Fuerza cortante de diseño en vigas, según la norma E.060

Se analizará con qué cortante se realizará el diseño. Para el inciso (a), como ejemplo se hallará la cortante para el segundo tramo, con una luz libre de 3.50 m. Así, se halla los momentos nominales con los aceros colocados, según el diseño por flexión.

$$\text{Para } A_s = 5.68 \text{ cm}^2, M_n = 9.86 \text{ tn}\cdot\text{m}$$

$$\text{Para } A_s = 4 \text{ cm}^2, M_n = 7.10 \text{ tn}\cdot\text{m}$$

Luego, la carga distribuida que soportará la viga será:

$$W = \text{peso propio} + \text{peso tabique}$$

$$W = 2.4 \times 0.25 \times 0.50 + 1.8 \times 0.15 \times 2.3 = 0.921 \text{ tn/m}$$

Con los momentos hallados y la carga distribuida, se halla la primera cortante de diseño:

$$V_u = \frac{9.86 + 7.10}{3.50} + 0.921 \times \frac{3.50}{2} = 6.46 \text{ tn}$$

Este sería el cortante para el inciso (a). La cortante para el inciso (b), sería 2.5 veces la cortante por efecto del sismo, más la mayor cortante de las combinaciones. La combinación predominante sería  $U_1 = 1.4CM + 1.7CV$ .

$$V = 1.4CM + 1.7CV = 2.68 \text{ tn}$$

$$V_u = 2.68 + 2.5 \times 3.79 = 12.15 \text{ tn}$$

Por lo tanto, la cortante de diseño será  $V_u = 6.46 \text{ tn}$ . De esa manera, se procederá a hallar la capacidad de corte por el concreto, y así, se podrá saber si se necesita refuerzo transversal.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 44 = 7.18 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u, V_u = 6.46 \text{tn}$$

Según lo anterior, la viga cuenta con la capacidad necesaria para soportar las fuerzas cortantes. Sin embargo, la norma exige que la viga necesita una zona de confinamiento de 2 veces el peralte de la viga ( $2h$ ), medido desde la cara del apoyo.

Según la norma E.060, el espaciamiento mínimo en la zona de confinamiento será el menor de los siguientes casos:

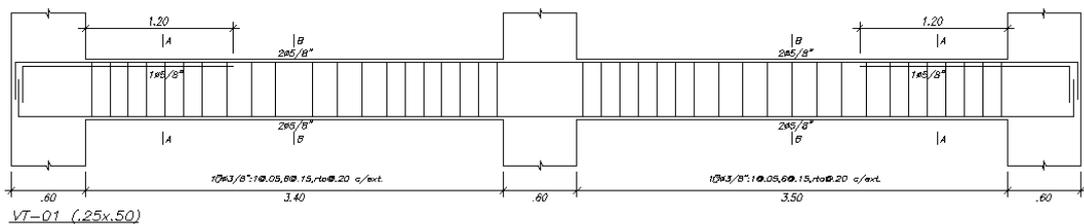
- $d/4 = 44/4 = 11 \text{ cm}$ , pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de  $15 \text{ cm}$
- $10 d_b = 10 \times 1.59 = 15.9 \text{ cm}$
- $24 d_e = 24 \times 0.95 = 22.8 \text{ cm}$
- $30 \text{ cm}$

Por lo tanto, el espaciamiento en la zona de confinamiento será de  $10 \text{ cm}$ , con una longitud de  $2h = 2 \times 50 = 1.0 \text{ m}$ . a norma exige que fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento no puede ser mayor que  $d/2 = 22 \text{ cm}$ . Entonces, la distribución de estribos será la siguiente:

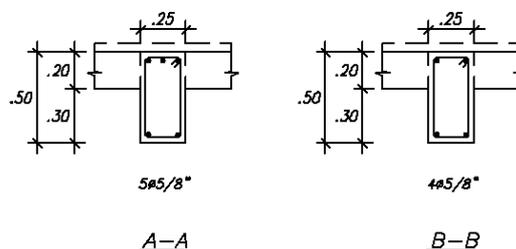
Estribo  $\phi 3/8$ ; 1@0.05, 6@0.15, resto@0.20m

Esta distribución será la misma para los dos tramos de la viga.

Finalmente, en la figura 23 se presenta el diseño de la viga VT-01.



**Figura 23.** Diseño final de la viga VT-01



**Figura 24.** Detalles de las secciones de la viga VT-01

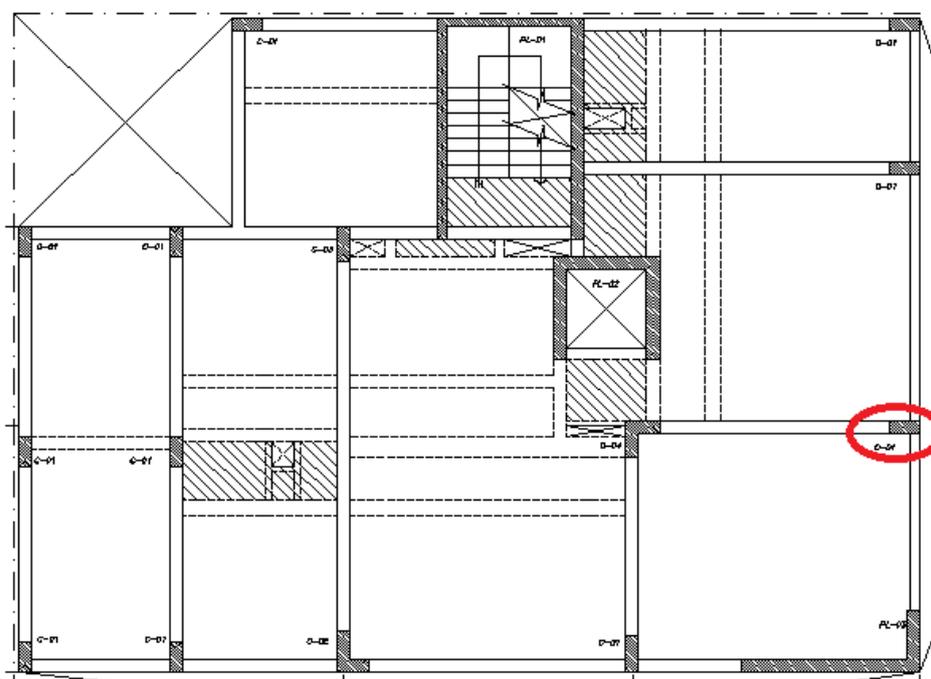
### 6.3 Diseño de columnas

Se realizará el diseño por flexocompresión y cortante de la columna 01 que está entre el eje 3 y D (Figura 25). Cabe recalcar que el sistema estructural del edificio es de muros; es decir, que las placas se llevarán, prácticamente, toda la cortante ocasionada por el sismo. Las columnas trabajarán prácticamente a cargas de gravedad.

**C-01 0.25x0.60 m**

#### Diseño por flexocompresión

La sección es la misma del predimensionamiento. Debido a que se cuenta con la sección definida, se realizará una distribución de acero un poco mayor al 1% de cuantía. Del cual, se obtiene el diagrama de interacción que interpreta las cargas axiales y momentos flectores que puede soportar la sección con dicha distribución de acero. En la siguiente tabla, se mostrarán las cargas actuantes en la columna.



**Figura 25. Columna C-01 (0.25x0.60 m)**

**Tabla 33. Fuerzas internas de la columna C-01**

	P	Mx-x	My-y	Vx-x	Vy-y
	Tn	Tn-m	Tn-m	Tn	Tn
Muerta	-59.42	-1.00	-0.18	-0.20	-1.25
Viva	-11.32	-0.33	-0.03	-0.03	-0.41
SismoX	23.82	2.30	0.92	0.66	0.97
SismoY	35.56	4.78	1.14	0.84	2.04

Como se puede apreciar, los momentos flectores mayores se presentan en la dirección X, mientras que en Y, menores, ya que es la dirección débil. Luego, en la tabla 34, se

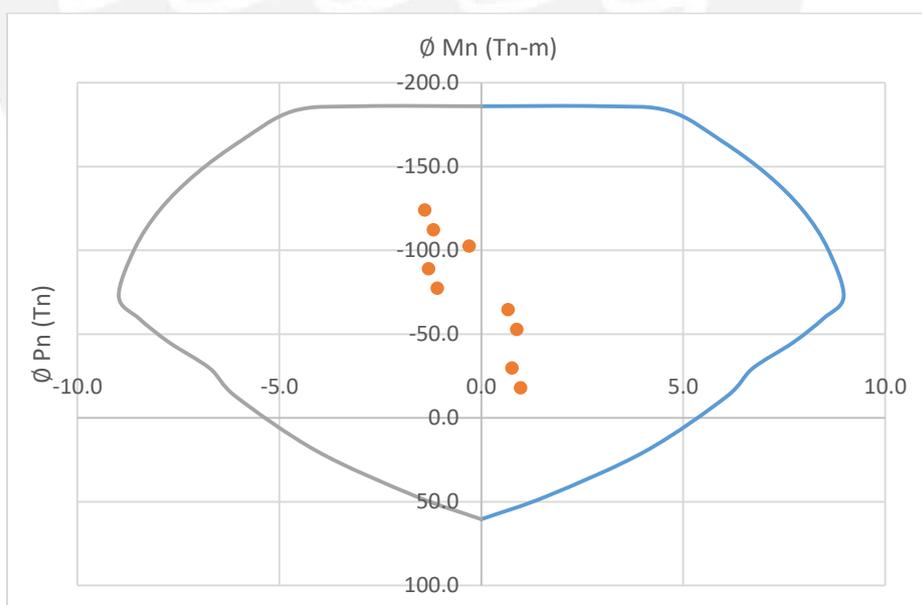
presentarán las combinaciones de carga, de acuerdo a la norma E.060, y se verificará que todos los puntos pertenezcan dentro del diagrama de interacción.

**Tabla 34.** Combinaciones de carga de la columna C-01

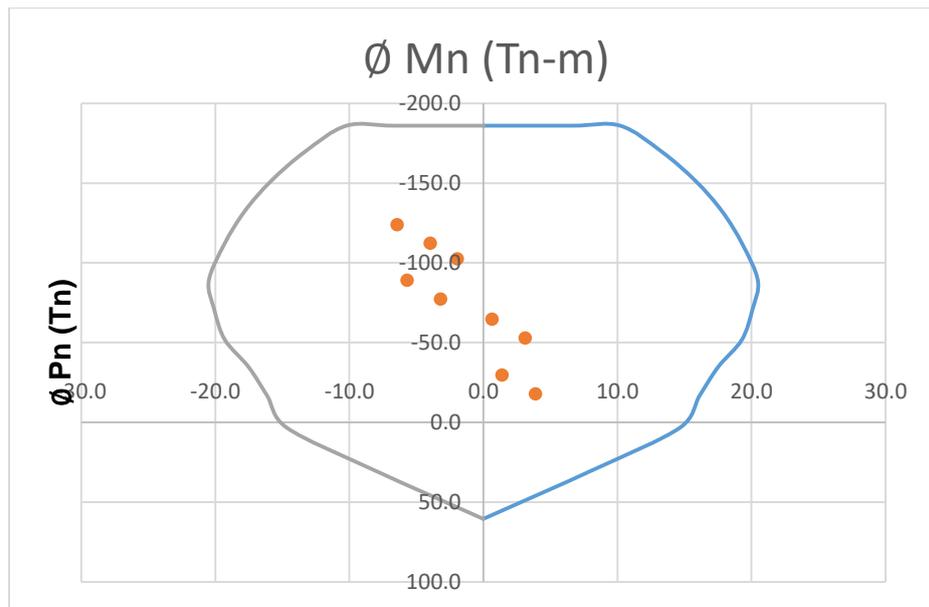
COMBOS	PU	Mux-x	Muy-y	Vux-x	Vuy-y
MV	-102.42	-0.30	-1.95	-2.44	-0.32
MVSX	-64.60	0.66	0.64	-1.10	0.38
MVSY	-52.86	0.88	3.13	-0.03	0.56
MSX	-29.66	0.76	1.40	-0.15	0.49
MSY	-17.92	0.98	3.89	0.92	0.67
MV-SX	-112.23	-1.18	-3.95	-3.05	-0.94
MV-SY	-123.97	-1.40	-6.44	-4.11	-1.12
M-SX	-77.29	-1.08	-3.19	-2.10	-0.84
M-SY	-89.03	-1.31	-5.68	-3.16	-1.02

En la tabla anterior se puede apreciar que las mayores solicitaciones en las columnas son por carga de gravedad, pero también hay una pequeña demanda sísmica en la dirección X. Esto sucede porque el pórtico está en dicho trayecto y ocasiona mayores momentos en la dirección Y.

Se procede a realizar la distribución de acero. Se decide colocar  $4\phi 3/4'' + 4\phi 5/8''$ . De esa manera se obtiene una cuantía de 1.3%, y así, se logra cumplir los requisitos de la norma E.060, la cual exige una cuantía mínima de 1% y no mayor a 6%. Con ello, se obtienen los siguientes diagramas de interacción en la dirección X e Y, en la figura 26 y 27, respectivamente.



**Figura 26.** Diagrama de interacción de C-01 en la dirección X-X



**Figura 27.** Diagrama de interacción de C-01 en la dirección Y-Y

A partir de los diagramas de interacción, se puede apreciar que todos los puntos de ( $M_u$ ,  $P_u$ ) de las combinaciones de cargas están dentro del diagrama de interacción. Por lo tanto, la distribución de acero es suficiente para resistir las solicitaciones por cargas de gravedad, las cuales son predominantes. Las sísmicas al ser pequeñas, igual son consideradas.

### Diseño por cortante

Para elementos sometidos a carga axial, la resistencia del concreto ante fuerzas cortantes se halla de la siguiente manera:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \times \left(1 + \frac{N_u}{140 \times A_g}\right)$$

Donde;

$N_u$ : carga axial última

$A_g$ : área bruta de la sección

Por lo tanto,

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 54 \times \left(1 + \frac{124000}{140 \times 25 \times 60}\right) = 14 \text{ tn}$$

Se determinará si es necesario el uso de refuerzo transversal (estribos). La mayor cortante de las combinaciones de cargas es  $V_u = 4.20$  tn. No obstante, la norma E.060 explica que la cortante de diseño se halla de la siguiente forma:

La fuerza cortante de diseño  $V_u$  no debe de ser menor que el menor valor obtenido de (a) y (b).

a)  $V_u = (M_n \text{ sup} + M_n \text{ inf}) / h_n$

b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de diseño con un factor de

amplificación para los valores del sismo igual a 2.5.

Los momentos nominales se obtienen de los diagramas de interacción de acuerdo a las cargas axiales últimas.

$$a) V_u = (11.45 + 11.45) / 2.6 = 8.81 \text{ tn}$$

$$b) V_u = 1.25 \times (1.25 + 0.41) + 2.5 \times 2.14 = 7.41 \text{ tn}$$

En el inciso (b), se usaron las fuerzas internas de las columnas, y así como dice la norma, se multiplicó por 2.5 al sismo.

La fuerza de diseño sería  $V_u = 8.82 \text{ tn}$ . Esto quiere decir que la columna solo necesita estribos para el control del pandeo de barras, pero la norma E.060 señala que tienen que ir estribos de confinamiento,  $L_o$ . Esta longitud no debe de ser menor entre las siguientes:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento =  $260 / 6 = 43 \text{ cm}$
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento =  $60 \text{ cm}$
- $50 \text{ cm}$

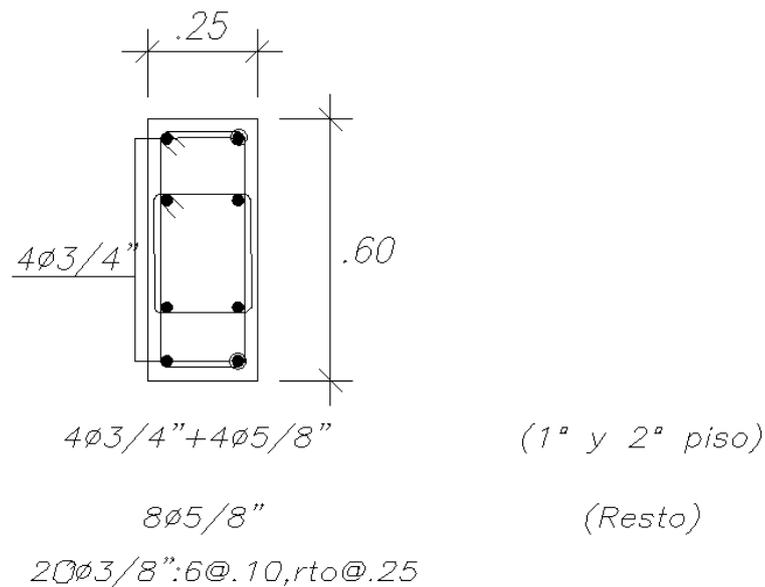
Y con un espaciamiento,  $S_o$ , que no debe de exceder al menor entre los siguientes casos:

- $8d_b = 8 \times 1.59 = 12.70 \text{ cm}$
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento =  $25/2 = 12.50 \text{ cm}$
- $10 \text{ cm}$

Por lo tanto, la distribución de estribos será:

Estribo  $\emptyset 3/8$ ; 1@0.05, 6@0.10, resto@0.30m

Finalmente, el armado de la columna C-01 será la siguiente:



**Figura 28.** Diseño final de columna C-01

#### 6.4 Diseño de placas

Al igual que las columnas, las placas se diseñan por flexocompresión y cortante. Pero lo que las diferencia es que las placas se llevan el mayor porcentaje de las fuerzas cortantes, ocasionadas por el sismo. A manera de ejemplo, se diseñará la placa PL-02 (Figura 29).

##### PL-02

Esta placa está ubicada en el ascensor. Tiene una longitud promedio de 2 m en cada lado de la placa y posee un ancho constante de 0.25 m. Al igual que la columna, se realiza una distribución de acero inicial; de esa manera, se obtiene el diagrama de interacción de dicha sección. En la siguiente tabla, se presentarán las fuerzas internas de la placa.

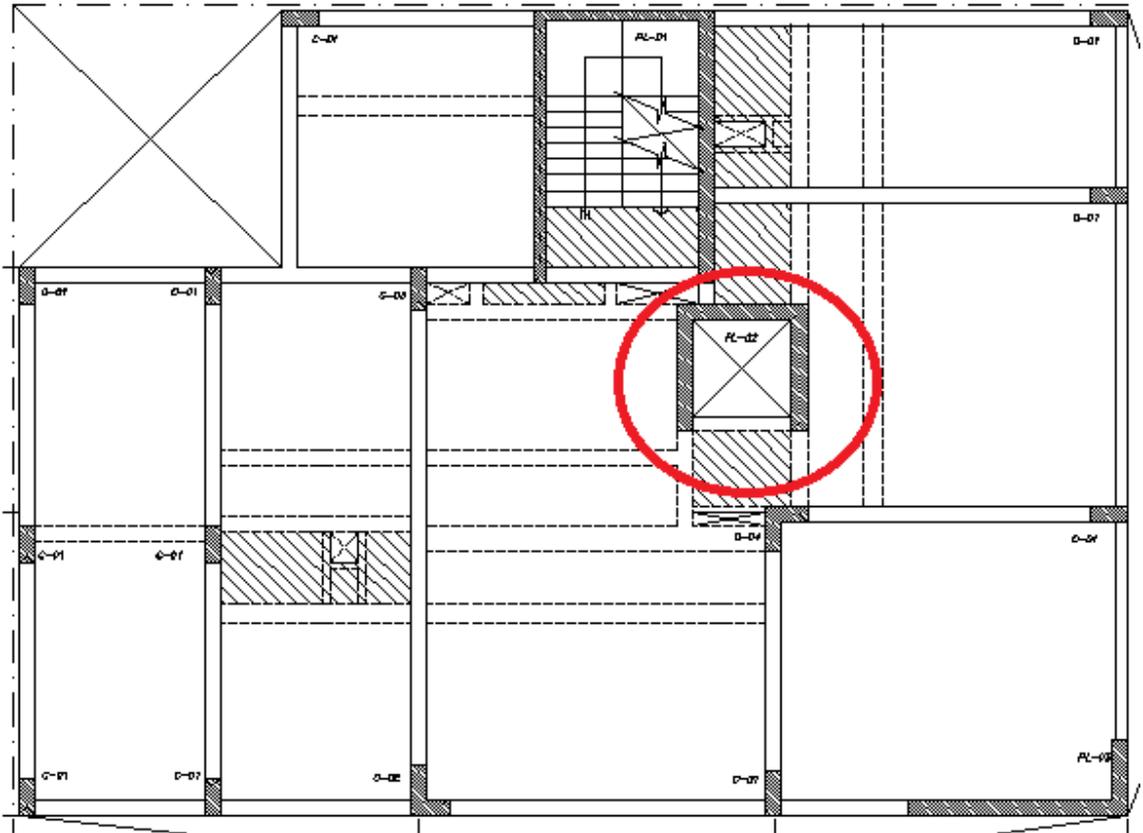


Figura 29. Placa PL-02

Tabla 35. Fuerzas internas de la placa PL-02

	P	M2	M3	V2	V3
	Tn	Tn-m	Tn-m	Tn	Tn
<b>Muerta</b>	-89.77	19.46	0.84	0.40	0.44
<b>Viva</b>	-9.56	5.96	-0.80	0.12	0.10
<b>SismoX</b>	1.21	191.01	303.84	42.01	25.88
<b>SismoY</b>	0.84	405.88	209.23	28.68	53.44

Luego, se realiza las combinaciones de carga, de acuerdo a la norma E.060, y se verificará que todos los puntos pertenezcan dentro del diagrama de interacción.

Tabla 36. Combinaciones de carga de la placa PL-02

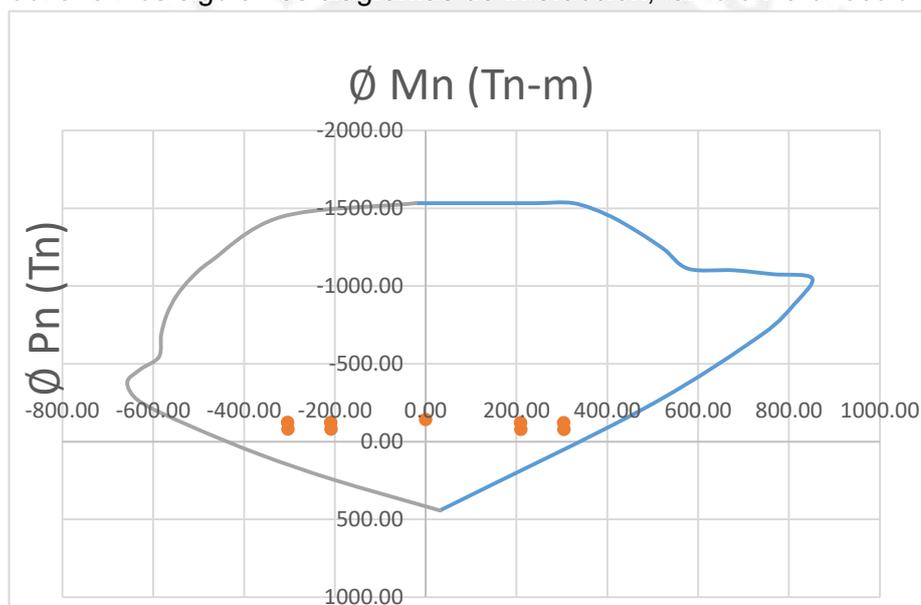
COMBOS	PU	Mux-x	Muy-y	Vux-x	Vuy-y
<b>MV</b>	-141.93	-0.17	37.37	0.79	0.76
<b>MVSX</b>	-122.95	303.89	222.78	26.55	42.66
<b>MVSY</b>	-123.33	209.29	437.65	54.11	29.33
<b>MSX</b>	-79.58	304.59	208.52	26.27	42.37
<b>MSY</b>	-79.95	209.99	423.39	53.83	29.04
<b>MV-SX</b>	-125.38	-303.78	-159.24	-25.21	-41.36
<b>MV-SY</b>	-125.00	-209.18	-374.11	-52.76	-28.03
<b>M-SX</b>	-82.00	-303.08	-173.50	-25.49	-41.65

<b>M-SY</b>	-81.63	-208.48	-388.37	-53.05	-28.32
-------------	--------	---------	---------	--------	--------

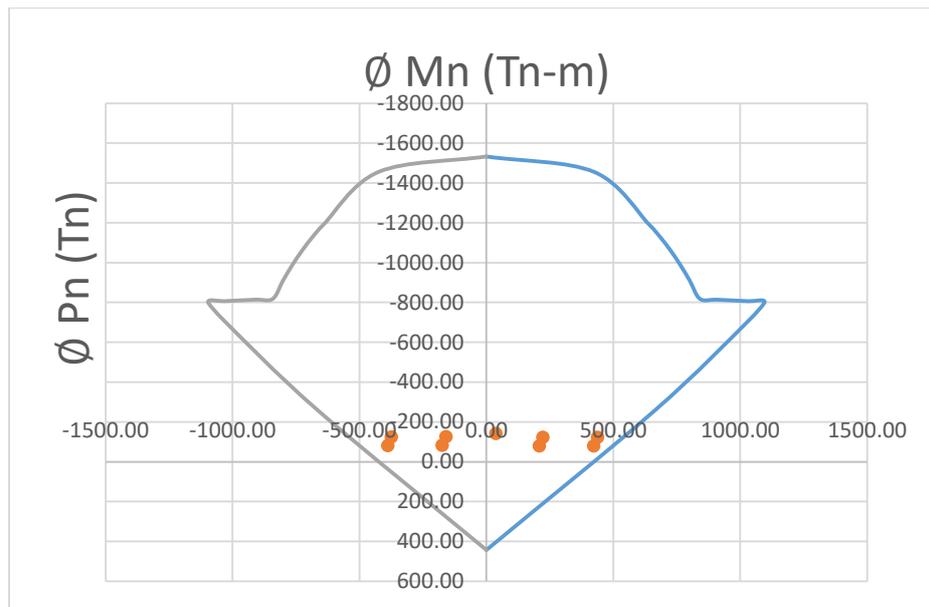
De acuerdo a la tabla anterior, se aprecia que la placa trabaja, tanto para cargas de gravedad como cargas sísmicas. Asimismo, las solicitaciones sísmicas son tanto para la dirección X como la dirección Y.

Es por ello que para obtener mayores momentos nominales que resistan las solicitaciones, se colocan refuerzos de mayor diámetro en los extremos. Estas zonas son conocidas como núcleos, al igual que las columnas, están confinadas con estribos. Por otro lado, fuera del núcleo, la placa lleva acero vertical distribuido en toda el alma, además, lleva acero horizontal distribuido en toda la altura de la placa Este refuerzo aporta resistencia al corte; de esa manera, será capaz de resistir las solicitaciones por cargas gravedad y sísmicas.

La placa tendrá 4 núcleos en cada extremo. Los 4 serán de la misma sección de 0.25x0.60 m. con 6Ø1", por lo que contará con una cuantía de 2%. Además, se colocará en el alma dos capas de Ø1/2@0.20m como acero distribuido; después, se verificará si cumple con los requerimientos de la norma de concreto armado. Por lo tanto, con ello se obtienen los siguientes diagramas de interacción, tanto en la dirección X e Y.



**Figura 30.** Diagrama de interacción de PL-02 en la dirección X-X



**Figura 31.** Diagrama de interacción de PL-02 en la dirección Y-Y

En estos diagramas se verifica que cumple con el diseño por flexocompresión, pues, todos los puntos de las combinaciones de cargas caen dentro del diagrama de interacción. Ello logra que resista las sollicitaciones por cargas de gravedad y sísmicas.

### Diseño por cortante

La norma E.060 brinda la siguiente expresión para calcular el aporte del concreto a la resistencia al corte.

$$\phi V_c = 0.85 \times A_{cw} \times \alpha_c \times \sqrt{f'_c}$$

Según la norma, el coeficiente  $\alpha_c$  dependerá de la relación entre la altura total de placa y su longitud,  $h_m / l_m$ . En este caso, la relación será,  $h_m / l_m = 16.8 / 2 = 8.4$ , por lo que se establece que para esa relación,  $h_m / l_m \geq 2$ , el coeficiente será 0.53. Entonces el aporte del concreto será:

$$\phi V_c = 0.85 \times 25 \times 180 \times 0.53 \times \sqrt{210} = 29.40 \text{ tn}$$

A partir de la resistencia del concreto, se hallará la resistencia al corte que debe aportar el acero. En la tabla 36, la cortante última es  $V_{ua} = 54.11 \text{ tn}$ , pero la norma E.060 aclara que se debe amplificar de acuerdo a la capacidad en flexión instalada. De esa manera, se obtendrá una falla dúctil. Por lo tanto, la cortante de diseño se hallará con la siguiente expresión:

$$V_u = V_{ua} \times \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right) = 54.11 \times \left( \frac{800}{374.11} \right) = 115.70 \text{ tn}$$

Esta disposición se limitará hasta una altura mayor o igual a la longitud del muro,  $l_m$ ,  $\frac{Mn}{4 \times Vu}$ , o la altura de los dos primeros pisos. Entonces, la cuantía para el refuerzo horizontal será la siguiente:

$$V_s = \frac{Vu - \phi V_c}{\phi} = 86 \text{ tn}$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} \times f_y} = \frac{86000}{25 \times 180 \times 4200} = 0.0046 \geq 0.0025$$

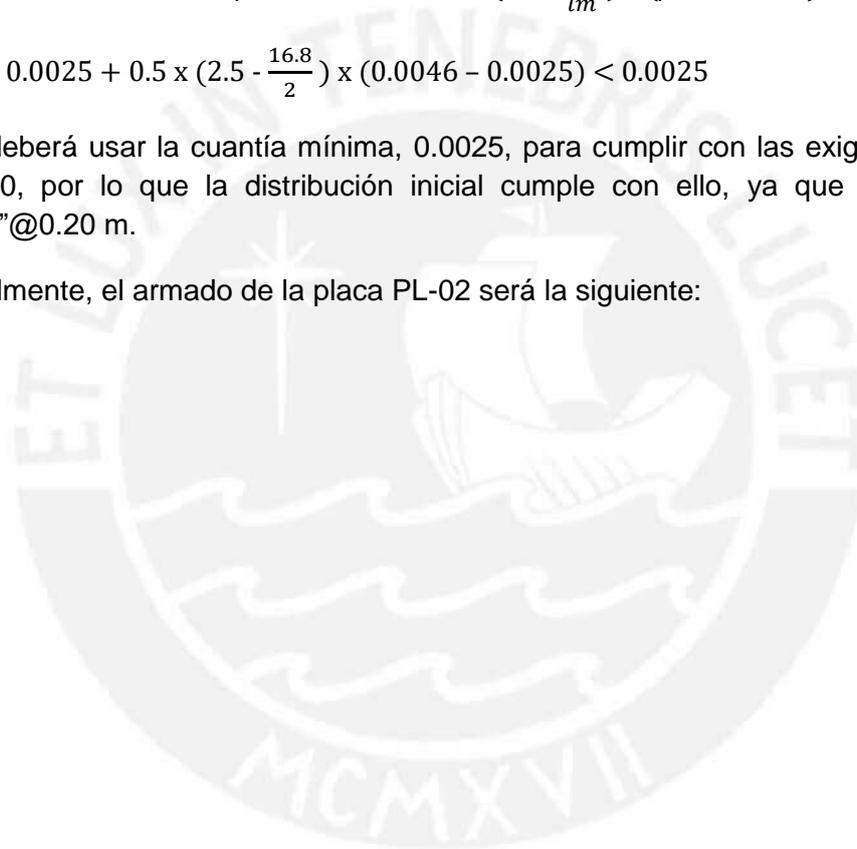
Por lo tanto, bastará con colocar dos capas de  $\phi 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$ , con lo cual se obtiene una cuantía de 0.0052. Entonces, a partir de la cuantía horizontal, se hallará la cuantía vertical con la siguiente expresión:

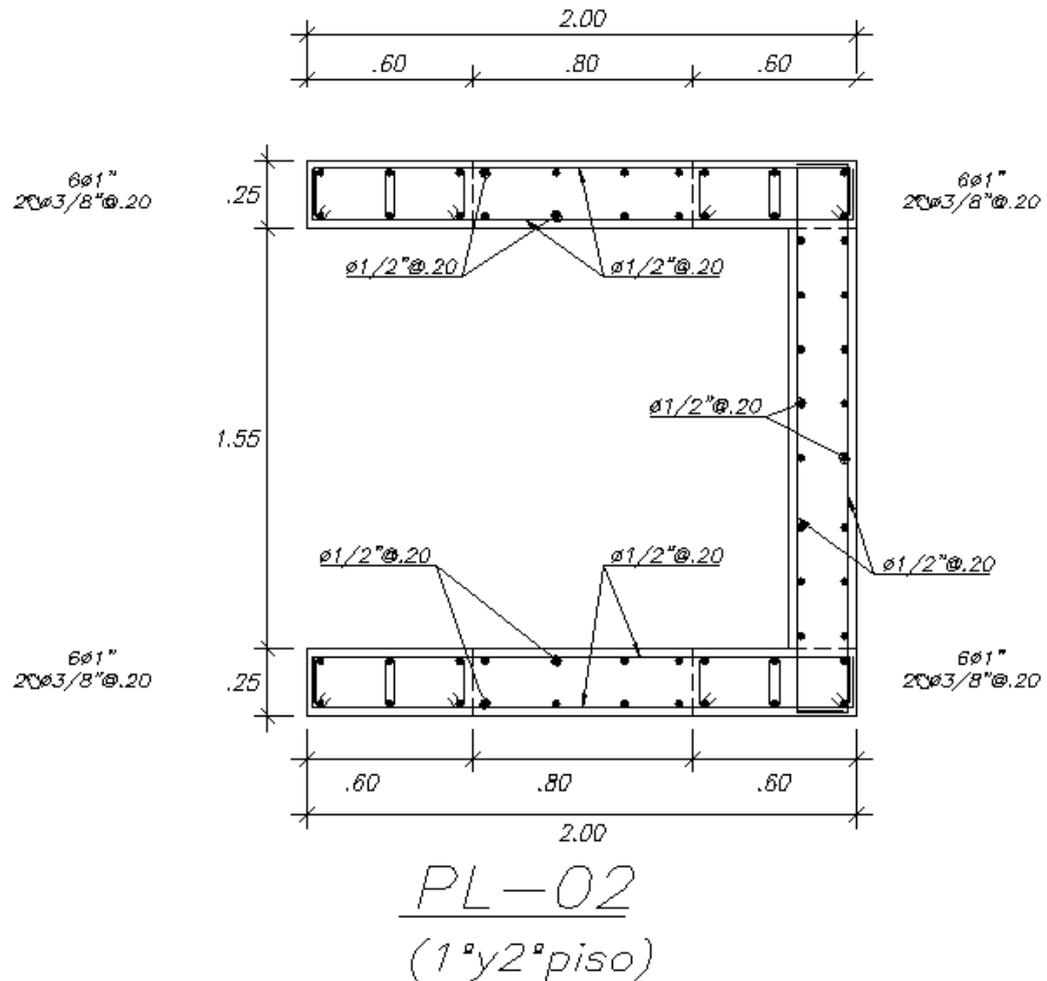
$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{hm}{lm}\right) \times (\rho_h - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{16.8}{2}\right) \times (0.0046 - 0.0025) < 0.0025$$

Se deberá usar la cuantía mínima, 0.0025, para cumplir con las exigencias de la norma E.060, por lo que la distribución inicial cumple con ello, ya que son dos capas de  $\phi 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$ .

Finalmente, el armado de la placa PL-02 será la siguiente:





**Figura 32.** Diseño final de la placa PL-02

## 6.5 Diseño de la cimentación

Son los elementos que tienen la función de resistir las cargas provenientes de las columnas o muros estructurales. Transmiten todas las cargas al suelo con una presión menor a la que el terreno puede resistir.

Para el diseño, se necesita conocer la información de mecánica de suelos, para saber la profundidad de cimentación y la capacidad admisible del suelo. De esta forma, se podrá obtener el área de la cimentación. A partir de ahí, se debe calcular el peralte y verificar el diseño por corte y punzonamiento.

Como se tiene el dato sobre la profundidad de cimentación, el cual es 1.50m. y la capacidad admisible del suelo es 4.0 kg/cm<sup>2</sup>.

La presión que se transmitirá al suelo se calculará con la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{B \times L^2}$$

Se debe de recalcar que el cálculo representa la compresión. Si saliera lo contrario, se tendría que usar otro tipo de distribución de esfuerzos, ya que no puede haber tracción entre el suelo y la cimentación.

Si existiese el caso en que aparezca tracción, se usará un diagrama de presiones donde solo haya compresiones, pues, habrá una zona de la cimentación que no trabajará. Dicho diagrama se calcula con la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P}{2B \times \left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

Como ejemplo, se diseñara la zapata para la columna C-01.

### Zapata Z-01

La columna C-01 trabaja tanto para cargas de gravedad como para cargas sísmicas. En la siguiente tabla se presentarán las fuerzas internas que actúan en la base de la columna. Será la misma columna que fue diseñada en el ejemplo anterior.

**Tabla 37.** Fuerzas internas de la base de la columna C-01

	P	Mx-x	My-y
	Tn	Tn-m	Tn-m
Muerta	59.42	0.18	1.00
Viva	11.32	0.03	0.33
SismoX	28.44	0.74	1.84
SismoY	19.05	0.91	3.83

Se puede apreciar que las mayores solicitaciones se presentan en la dirección Y. Estos se ocasionaron por el sismo. Entonces, se hallará la dimensión de la base de la zapata, la cual tiene que ser la necesaria para que no sobrepase la capacidad admisible del terreno. Se obtendrá de las cargas axiales, provenientes de las cargas de gravedad y de sismo; a parte, se tiene que considerar el peso de la zapata que para suelos rígidos, se le añade el 5% de la carga total de gravedad. Además, como se obtendrá el área solo por cargas axiales, se usará el 90% de la capacidad del suelo, ya que no se consideran aún los momentos flectores.

$$A = \frac{P}{\sigma} = \frac{1.05 \times (59.42 + 11.32)}{0.9 \times 40} = 2.06 \text{ m}^2$$

De esa manera, con el área requerida, se procede hallar la dimensión de la zapata. Asimismo, se necesita tener volados iguales y la diferencia de longitudes de la zapata debe de ser igual al de la columna,  $0.25 \times 0.60$ ; por lo que se deberá de cumplir dos condiciones;  $B \times L > 2.20$  y  $L - B = 0.60 - 0.25 = 0.35$ . Así es que la dimensión de la zapata será  $1.40 \times 1.80$  m.

Luego, se calcula  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  considerando los momentos flectores, tanto para cargas de gravedad como sísmicas Se verificará que los esfuerzos no superen al admisible y que no

se presenten tracciones. Además, al considerar sismo, la norma E.060 explica que el esfuerzo admisible se incrementará en 30%.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{B \times L^2}$$

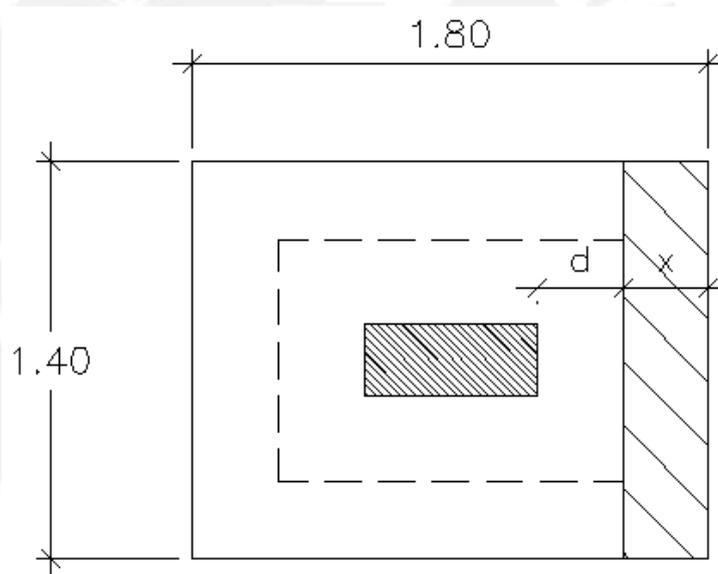
$$\sigma_1 = \frac{1.05 \times (59.42 + 11.32) + 28.44}{1.4 \times 1.80} + \frac{6 \times (3.83)}{1.40 \times 1.80^2} = 45.82 < 1.3 \times 40 = 52 \text{ tn/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_2 = \frac{1.05 \times (59.42 + 11.32) + 28.44}{1.4 \times 1.80} - \frac{6 \times (3.83)}{1.40 \times 1.80^2} = 35.70 > 0 \quad \text{OK}$$

Por lo tanto, al cumplir las condiciones del terreno, la dimensión final de la zapata será 1.40 x 1.80 m. Luego, se procederá a realizar el diseño de concreto armado. Se realizará por flexión y corte, y se verificará que no falle por punzonamiento (falla al corte en dos direcciones).

### Verificación por corte

Se debe calcular un peralte "d"; de tal manera que la zapata no falle por corte ni punzonamiento. Para esta parte, se debe analizar la cortante de diseño a "d" de la cara de la columna, en cada dirección. En la siguiente figura, se muestra la sección de la dirección que se analizará.



**Figura 33.** Análisis por corte en la dirección L=1.80m

Se debe de cumplir que  $\phi V_c \geq V_u$ . Entonces, se hallar la cortante de diseño con la siguiente expresión:

$$V_u = (\sigma_u - P_{pu}) \times X \times B$$

Donde:

$\sigma_u$ : Esfuerzo último actuando en el terreno

X: Longitud de análisis de la cortante

B: Ancho de la zapata

En la siguiente tabla, se presentará las combinaciones de carga, de acuerdo a la norma E.060, además los esfuerzos últimos sobre el terreno en cada caso.

**Tabla 38. Combinaciones de cargas**

COMBOS	PU	MU2	MU3	$\sigma_{umax}$
<b>1.4 CM + 1.7CV</b>	102.42	0.30	1.95	41.04
<b>1.25(CM+CV)+SX</b>	123.97	1.40	6.44	51.05
<b>1.25(CM+CV)+SY</b>	112.23	1.18	3.95	46.10
<b>0.9CM + SX</b>	89.03	1.31	5.68	37.06
<b>0.9CM + SY</b>	77.29	1.08	3.19	32.11
<b>1.25(CM+CV)-SX</b>	52.86	-0.88	-3.13	19.81
<b>1.25(CM+CV)-SY</b>	64.60	-0.66	-0.64	24.76
<b>0.9CM - SX</b>	17.92	-0.98	-3.89	5.82
<b>0.9CM - SY</b>	29.66	-0.76	-1.40	10.77

Por lo tanto, el esfuerzo último que se usará para la cortante última será  $\sigma_u = 51.05$  tn/m<sup>2</sup>. Entonces, se obtiene:

$$V_u = 51.05 \times \left( \frac{1.80 - 0.60}{2} - d \right) \times 1.40$$

Luego, se debe obtener la capacidad del concreto ante el corte, del cual depende, también del peralte. Se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times B \times d$$

Para que se cumpla que la capacidad del concreto al corte sea mayor a la cortante de diseño, se asume un peralte "d". En este caso, se asumirá  $d = 0.50$ m. Se escoge este peralte, como mínimo, para que los fierros se puedan anclar, convenientemente. Por lo tanto, se obtienen los siguientes resultados:

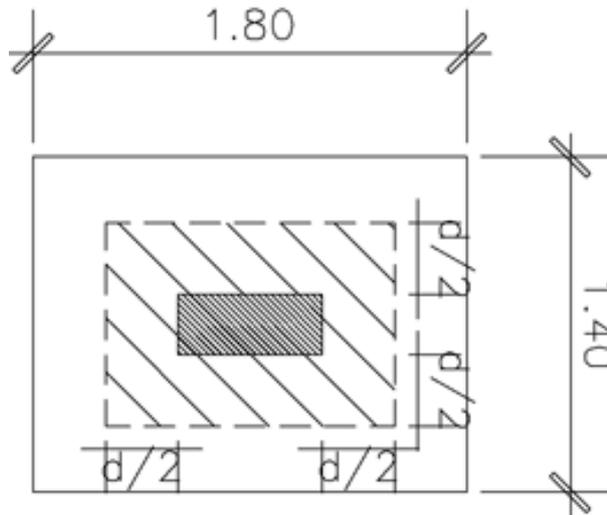
$$V_u = 51.05 \times \left( \frac{1.80 - 0.60}{2} - 0.50 \right) \times 1.40 = 7.15 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 1.40 \times 0.50 \times 10 = 45.70 \text{ tn}$$

Se cumple la expresión  $\phi V_c \geq V_u$ , entonces, el peralte asumido es más que suficiente para que resista la cortante última. Además, se debe de realizar el mismo procedimiento de análisis para la otra dirección, pero como son volados iguales, se obtendrá la misma cortante de diseño.

### **Punzonamiento**

Luego del análisis por corte, se procederá a verificar si habrá falla por punzonamiento. Esta falla se presenta a una distancia  $d/2$  de la cara de la columna. En la siguiente figura, se visualizará la sección que se analizará:



**Figura 34.** Análisis de punzonamiento

La cortante de análisis a “d/2” de la cara de la columna se halla con la siguiente expresión:

$$V_u = (\sigma_u - P_{pu}) \times (A - A_o)$$

Mientras que la capacidad del concreto al corte se halla con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

Donde:

$\sigma_u$ : Esfuerzo último actuando en el terreno

A: Área de la zapata

$A_o$ : Área de análisis del punzonamiento

$b_o$ : Perímetro de análisis del punzonamiento

Entonces, con el peralte hallado, anteriormente, se verificará si es suficiente para que no haya falla por punzonamiento. De esa manera, al igual que falla al corte, se debe comprobar que  $\phi V_c \geq V_u$ . Por lo tanto, con el peralte  $d = 0.50$  se obtienen los siguientes resultados:

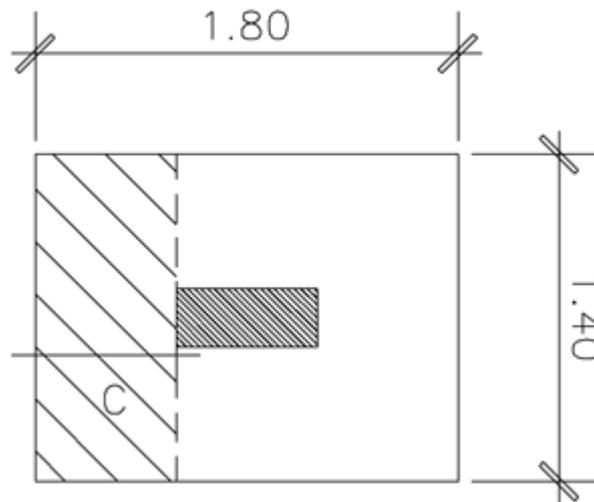
$$V_u = 51.05 \times (1.80 \times 1.40 - (0.60 + 0.50) \times (0.25 \times 0.50)) = 86.53 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f'_c} \times (2 \times (0.25 + 0.50 + 0.60 + 0.50)) \times 0.50 \times 10 = 241.55 \text{ tn}$$

El peralte hallado anteriormente, es más que suficiente para que no haya falla por punzonamiento. Entonces, la dimensión final de la zapata será;  $d = 0.50$  m y  $h = 0.60$  m.

### Diseño por flexión

El refuerzo de la zapata se obtendrá del momento flector hallado a la cara de la columna. En la siguiente figura se mostrará la sección a analizar.



**Figura 35.** Sección para diseño por flexión

Al igual que una losa maciza, se usará un ancho unitario. Entonces, al ser un volado, el momento flector es conocido, así que se hallará con la siguiente expresión:

$$M_u = \sigma u \times \frac{c^2}{2} ; \quad c = 0.60 \text{ m}$$

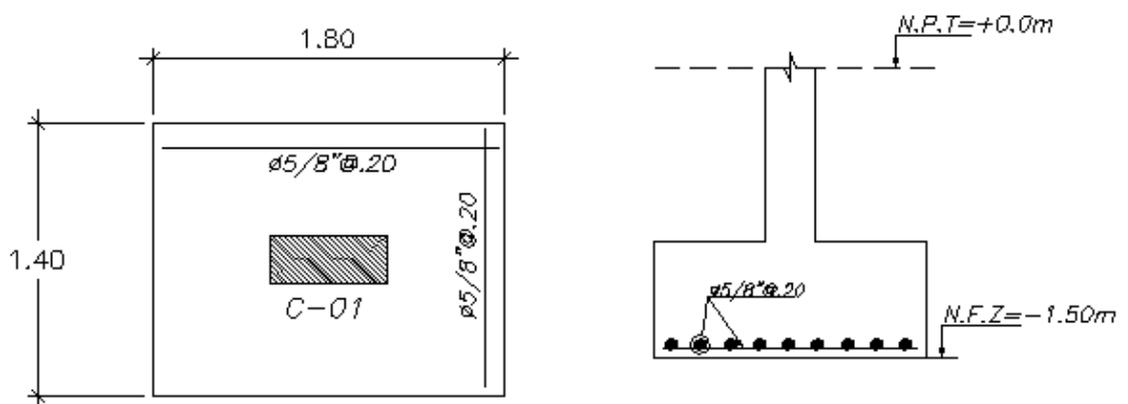
$$M_u = 51.05 \times \frac{0.60^2}{2} = 9.20 \text{ tn-m}$$

Por lo tanto, para  $d = 0.50\text{m}$ ,  $b = 1.0\text{m}$  y  $M_u = 9.20 \text{ tn-m}$ , se necesitará  $A_s = 4.95 \text{ cm}^2$  como refuerzo. Además, se tiene que verificar que tenga el acero mínimo:

$$A_{smin} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.80 \text{ cm}^2 > A_s$$

Al ser menor el refuerzo requerido al mínimo, se usará una distribución de  $\phi 5/8 @ 0.20 \text{ m}$ . Este refuerzo será el mismo para ambas direcciones, ya que se tienen el mismo volado.

Finalmente, el armado de la zapata Z-01 se presentará en la siguiente figura:



**Figura 36.** Diseño final de la zapata Z-01

### Zapata Z-02 (Zapata lateral)

En este tipo de zapatas, ubicadas en el límite de la propiedad, es necesario el uso de una viga de cimentación que se conecta a otra zapata. Esto se debe a que las cargas de la columna exterior generan grandes excentricidades, y con ello, presiones mayores que pueden superar la capacidad del terreno. Por lo que se agrandaría la zapata, pero con ello, la excentricidad aumenta y las presiones también.

La mejor solución es usar una viga de cimentación. Esta controlará el giro de la zapata exterior y resistirá el momento generado por la excentricidad. De esa manera, la zapata exterior transmitirá presión uniforme, producida por la carga actuante y será diseñada sin excentricidades.

En la siguiente tabla, se presentarán las fuerzas internas que actúan en la base de las columnas.

**Tabla 39. Fuerzas internas C-01 (Lateral)**

	P	Mx-x	My-y
	Tn	Tn-m	Tn-m
Muerta	61.24	0.10	0.01
Viva	13.39	0.02	0.01
SismoX	1.45	4.00	0.25
SismoY	2.85	4.07	0.52

Se generan momentos de gravedad por la excentricidad teniendo un brazo de palanca de 0.50 m. De tal forma, los momentos generados por la excentricidad son:

$$Md = 30.62 \text{ tn-m}$$

$$Ml = 6.70 \text{ tn - m}$$

Así como se calculó el área de la zapata 01, se calculará para la zapata 02 por cargas axiales. Se usará el 90% de la capacidad del suelo, pues, no se consideran aún los momentos flectores.

$$A = \frac{P}{\sigma} = \frac{1.05 \times (61.24 + 13.39)}{0.9 \times 40} = 2.12 \text{ m}^2$$

En este caso, se usará una zapata de 1.20 x 1.80 con un área de 2.16 m<sup>2</sup>, cumpliendo el predimensionamiento.

Luego, se calcula  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ , esta vez, considerando los momentos flectores, pero solo los del sismo en la dirección larga. Los momentos generados por la excentricidad, serán tomadas por la viga de cimentación. Se verificará que los esfuerzos no superen al admisible y que no se presenten tracciones. Además, la norma E.060 explica que al considerar efectos de sismo, el esfuerzo admisible se incrementará en 30%.

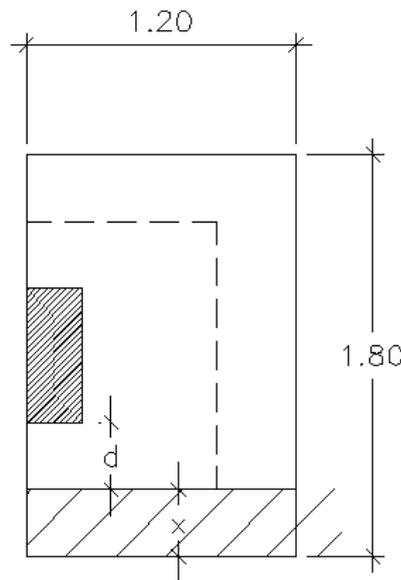
$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{B \times L^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{1.05 \times (61.24 + 13.39) + 4.30}{1.2 \times 1.80} + \frac{6 \times (4.07)}{1.20 \times 1.80^2} = 50.07 < 1.3 \times 40 = 52 \text{ tn/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_2 = \frac{1.05 \times (61.24 + 13.39) + 4.30}{1.2 \times 1.80} - \frac{6 \times (4.07)}{1.20 \times 1.80^2} = 26.47 > 0 \quad \text{OK}$$

### Verificación por corte

Se considerará un peralte mínimo de 50 cm para que los fierros se puedan anclar convenientemente. Asimismo, se analizará en la dirección Y-Y, con un volado de 60 cm y con un esfuerzo de  $\sigma_u = 50.07 \text{ tn/m}^2$ .



**Figura 37.** Análisis por corte Z-02 en la dirección  $L=1.80\text{m}$

Como se debe de cumplir que  $\phi V_c \geq V_u$ . Entonces, se hallar la cortante de diseño con la siguiente expresión:

$$V_u = (\sigma_u - P_{pu}) \times X \times B$$

Donde:

$\sigma_u$ : Esfuerzo último actuando en el terreno

X: Longitud de análisis de la cortante

B: Ancho de la zapata

$$V_u = 50.07 \times \left( \frac{1.80 - 0.60}{2} - 0.50 \right) \times 1.20 = 6 \text{ tn}$$

Luego, se debe de obtener la capacidad del concreto ante el corte, del cual depende, también del peralte. Del cual, se calcula con la siguiente expresión:

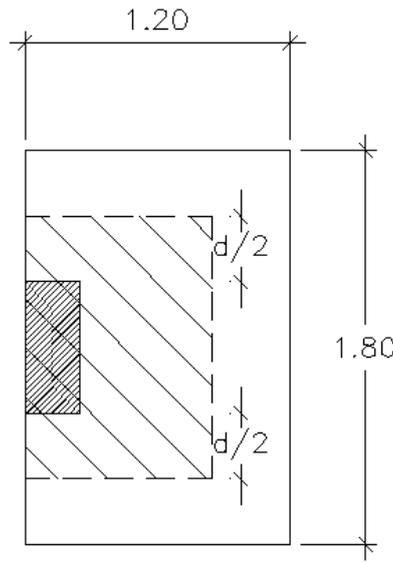
$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times B \times d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 1.20 \times 0.50 \times 10 = 39.17 \text{ tn}$$

Por lo tanto, se cumple la expresión  $\phi V_c \geq V_u$ , entonces, el peralte asumido es más que suficiente para que resista la cortante última.

### Verificación Punzonamiento

Luego del análisis por corte, se procede a verificar si habrá falla por punzonamiento. Dicha falla se presenta a una distancia  $d/2$  de la cara de la columna. En la siguiente figura, se visualizará la sección que se analizará.



**Figura 38.** Análisis punzonamiento Z-02

Entonces, la cortante de análisis a " $d/2$ " de la cara de la columna se halla con la siguiente expresión:

$$V_u = (\sigma_u - P_{pu}) \times (A - A_o)$$

Mientras que la capacidad del concreto al corte se halla con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

Entonces, con el peralte hallado anteriormente, se verificará si es suficiente para que no haya falla por punzonamiento. Al igual que falla al corte, se debe comprobar que  $\phi V_c \geq V_u$ . Por lo tanto, con el peralte  $d = 0.50$  se obtienen los siguientes resultados:

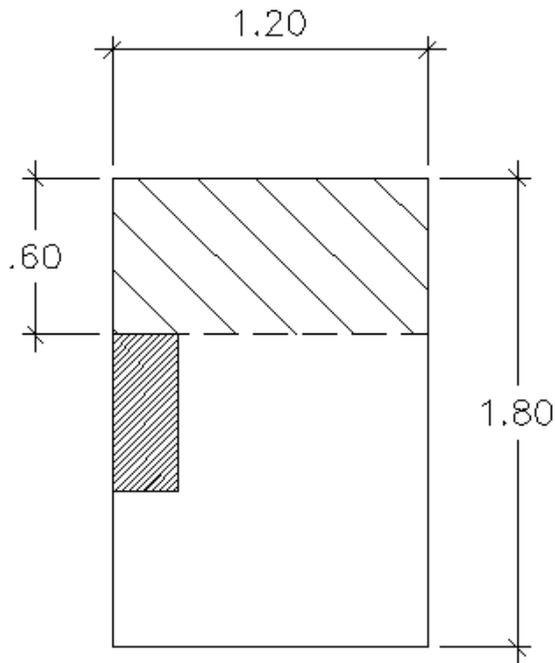
$$V_u = 50.07 \times (1.80 \times 1.20 - (0.60 + 0.50) \times (0.25 + 0.25)) = 80.61 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f'_c} \times (0.50 + 0.50 + 0.60 + 0.50) \times 0.50 \times 10 = 137.08 \text{ tn}$$

El peralte hallado anteriormente, es más que suficiente para que no haya falla por punzonamiento. Por lo tanto, la dimensión final de la zapata será  $d = 0.50$  m y  $h = 0.60$  m.

### Diseño por flexión

El refuerzo de la zapata se obtendrá del momento flector hallado a la cara de la columna. En la siguiente figura se mostrará la sección a analizar.



**Figura 39.** Sección a diseñar por flexión

Al igual que una losa maciza, se usará un ancho unitario. Entonces, al ser un volado, el momento flector es conocido. Se hallará con la siguiente expresión:

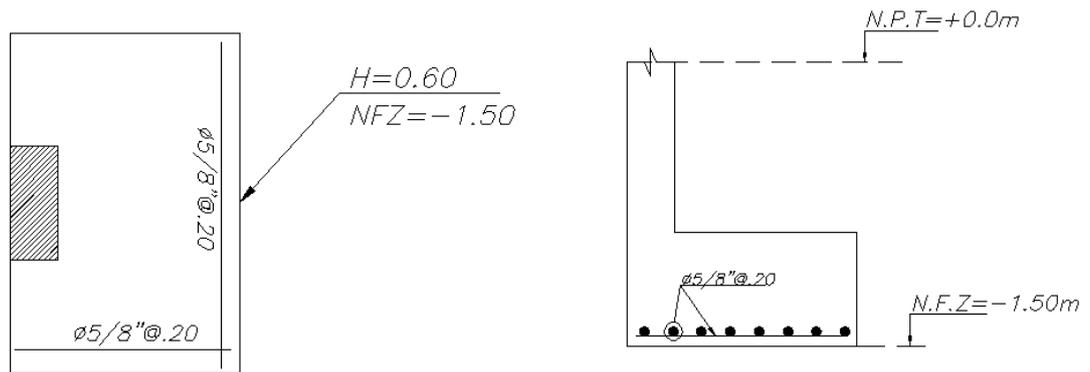
$$M_u = \sigma_u \times \frac{c^2}{2} ; \quad c = 0.60 \text{ m}$$

$$M_u = 50.07 \times \frac{0.60^2}{2} = 9.00 \text{ tn-m}$$

Por lo tanto, para  $d = 0.50\text{m}$ ,  $b = 1.0\text{m}$  y  $M_u = 9.20 \text{ tn-m}$ , se necesitará  $A_s = 4.85 \text{ cm}^2$  como refuerzo. Además, se tiene que verificar que tenga el acero mínimo:

$$A_{smin} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.80 \text{ cm}^2 > A_s$$

Al ser menor el refuerzo requerido al mínimo, se usará una distribución de  $\phi 5/8 @ 0.20\text{m}$ . Este refuerzo será el mismo para ambas direcciones, ya que en la otra dirección, la flexión será tomada por la viga de cimentación.



**Figura 40.** Diseño final de la zapata Z-02

### Diseño Viga de Cimentación

Por lo tanto, la viga de cimentación tomará los momentos generados por la excentricidad de las cargas muertas, las cuales son:

$$M_d = 30.62 \text{ tn-m}$$

$$M_l = 6.70 \text{ tn-m}$$

Generando un momento último de:

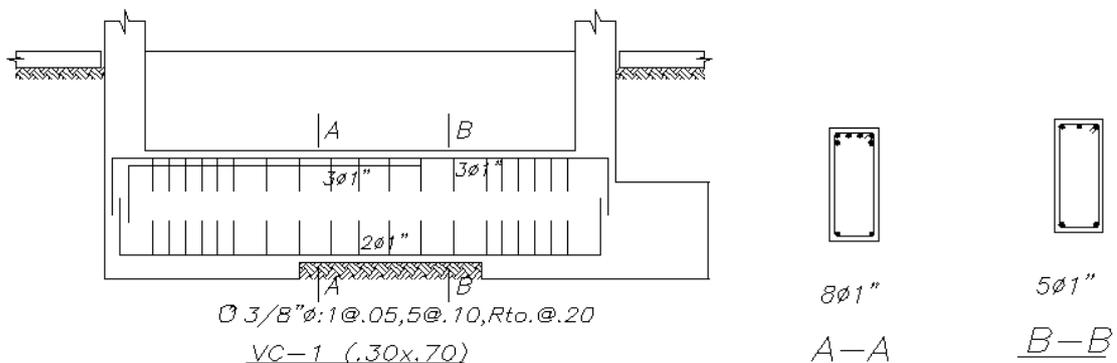
$$M_u = 54.26 \text{ tn-m}$$

Para la viga de cimentación VC-01, se tendrá los siguientes datos:

- Dimensiones: 30 cm x 70 cm
- Momento 54.26 tn-m
- Longitud 2.65 m

El refuerzo necesario para resistir las sollicitaciones es 29.70 cm<sup>2</sup>

No necesita refuerzo transversal para resistir las fuerzas cortantes, ya que toda la cortante será resistida por la zapata exterior.



**Figura 41.** Diseño final de viga de cimentación VC-01

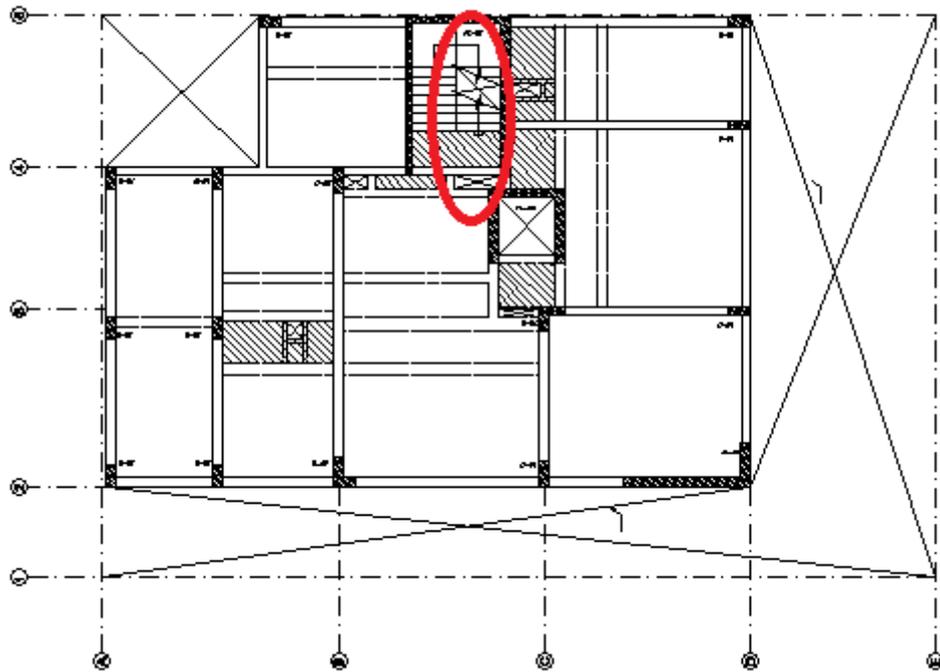
## 6.6 Diseño de otros elementos

### Escaleras

Las escaleras son elementos de la edificación que conectan un nivel a otro. La comodidad que brindará al usuario dependerá de su inclinación. Este elemento se comporta como una losa maciza en una dirección, así que se diseñará a flexión y corte.

La parte inclinada de la escalera cuenta con la garganta, el descanso y el contrapaso, medidas ya definidas en el capítulo 3.

Como ejemplo, se diseñará el tercer tramo de la escalera como se muestra en la siguiente figura:



**Figura 42.** Tercer tramo de la escalera

Para analizar la escalera, se modelará como un pórtico, el cual se apoya en la placa PL-01 y la viga VT-09. Este tramo tendrá 3 zonas: el descanso, la parte inclinada y la losa del piso típico. Se usarán los datos del metrado que se calculó en el capítulo 4.

Descanso:

$$W_m = 0.46 \text{ tn / m}$$

$$W_v = 0.20 \text{ tn / m}$$

$$W_u = 0.98 \text{ tn / m}$$

Parte inclinada:

$$W_m = 0.749 \text{ tn / m}$$

$$W_v = 0.20 \text{ tn / m}$$

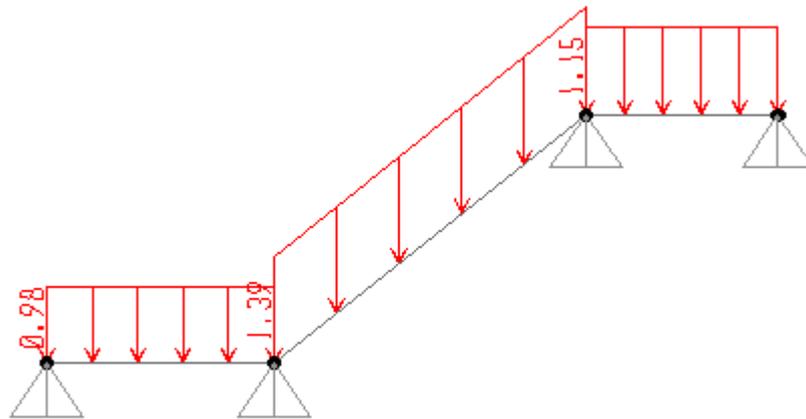
$$W_u = 1.39 \text{ tn / m}$$

Losa de entrepiso:

$$W_m = 2.4 \times 0.2 \times 1 + 0.1 \times 1 = 0.58 \text{ tn / m}$$

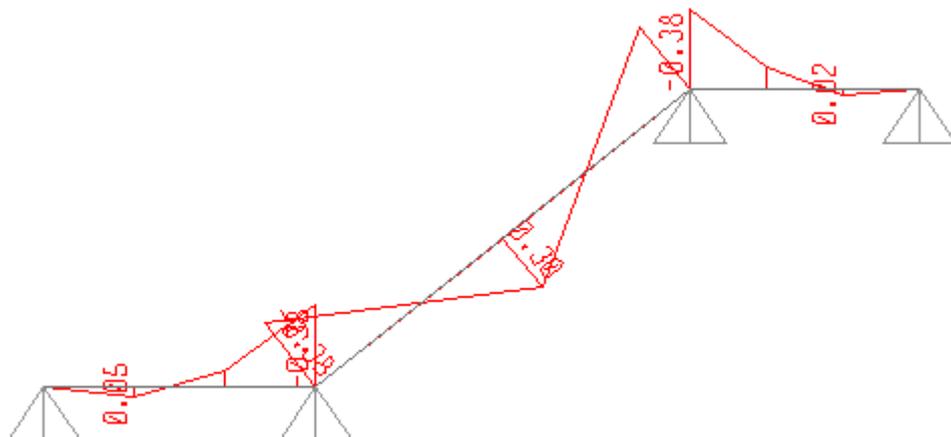
$$W_v = 0.2 \times 1 = 0.20 \text{ tn / m}$$

$$W_u = 1.15 \text{ tn / m}$$

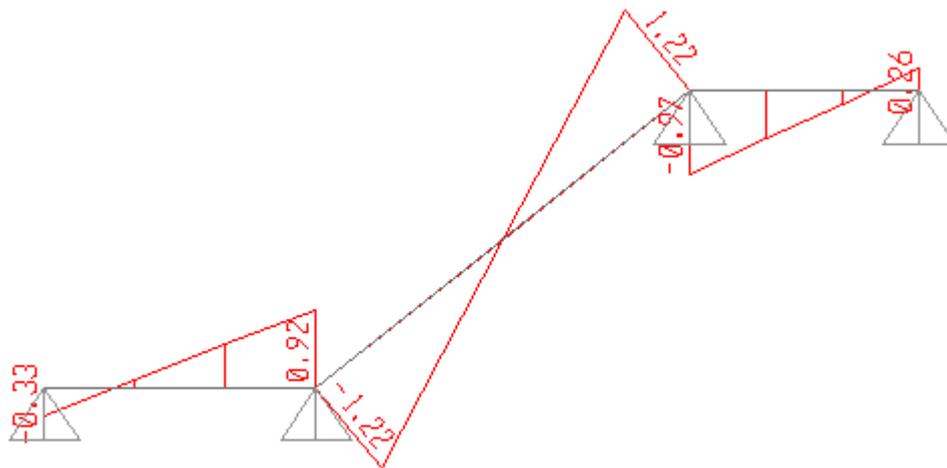


**Figura 43.** Modelo del tercer tramo de la escalera

A partir del modelo, se obtuvieron los siguientes diagramas de momento flector y fuerza cortante:



**Figura 44.** Diagrama de momento flector del tercer tramo de la escalera



**Figura 45.** Diagrama de fuerza cortante del tercer tramo de la escalera

En la tabla 41 se muestra el diseño obtenido para cada sección.

**Tabla 40.** Diseño por flexión del tercer tramo de la escalera

Mu (tn - m)	b m	d m	As cm <sup>2</sup>
0.36	100	12	0.9
0.92	100	17	1.44

Se debe de verificar que cumpla con el acero mínimo:

$$A_{s \text{ min}} = 0.002 \times 100 \times 12 = 2.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.002 \times 100 \times 17 = 3.40 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, la distribución de acero será  $\emptyset 3/8 @ .25$

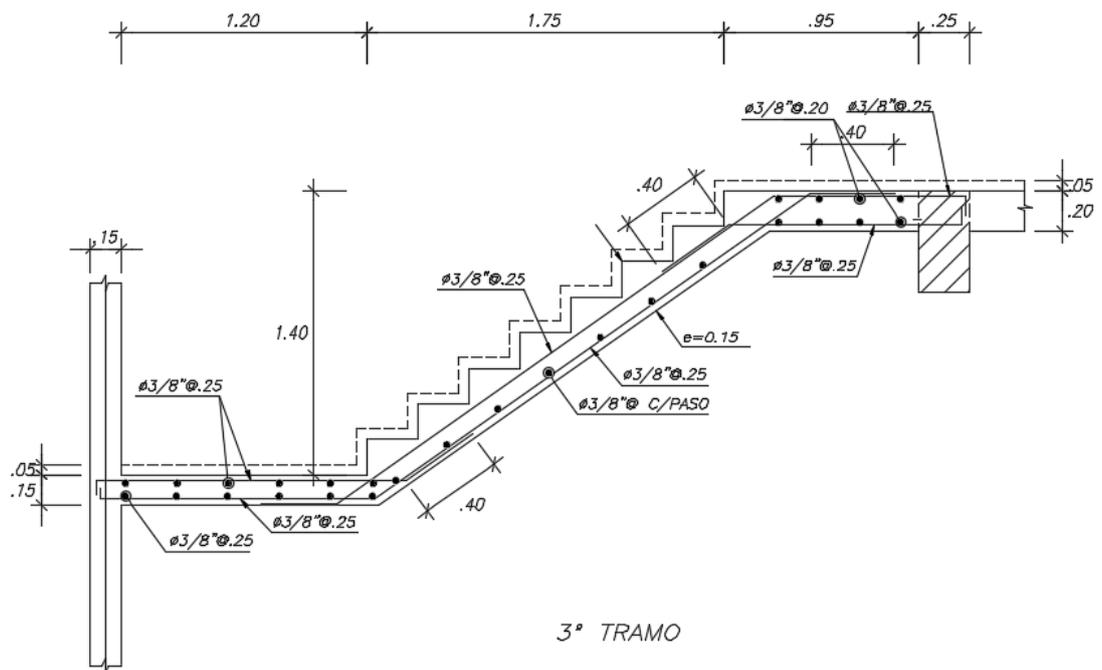
Para la verificación por corte, la escalera, al igual que las losas, no lleva estribos. Por ello, la capacidad del concreto al corte debe ser capaz de resistir las solicitaciones por cargas de gravedad. Dicha capacidad se calcula con la siguiente expresión:

$$\emptyset V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$\emptyset V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 12 = 7.83 \text{ tn, zona del descanso y parte inclinada}$$

$$\emptyset V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 11.10 \text{ tn, zona de la losa}$$

De esta manera, se comprueba que la resistencia del concreto es más que suficiente para resistir las solicitaciones al corte en las tres zonas, ya que la mayor cortante que se presenta es  $V_u = 1.22 \text{ tn}$ . En la siguiente figura, se presenta el diseño final del tercer tramo de la escalera.



**Figura 46.** Diseño final del tercer tramo de la escalera

## Cisterna

La cisterna es un depósito de agua encargado de abastecer a la edificación. Es un elemento estructural compuesto por muros y una tapa de concreto armados.

Los muros serán diseñados para que pueda resistir los empujes de tierra y agua; sin embargo, para fines de seguridad, se considerará el peor de los casos en que el muro pueda estar sometido; es decir, solo empuje de la tierra.

La tapa de la cisterna será diseñada como una losa maciza que trabaja en las dos direcciones. Para su diseño, solo se tendrá en cuenta su peso propio y una sobrecarga igual al de los pisos típicos.

## Diseño del muro de cisterna

Debido a que el muro está en contacto con el agua, la norma E.060 establece que debe contar con una cuantía mínima de 0.0028. Esto se verificará, luego de ver el refuerzo requerido por el empuje del suelo. Los muros tendrán 25 cm. de espesor y la distribución de esfuerzo por el empuje del suelo se calcula con la siguiente expresión:

$$E = \gamma \times K_o \times H$$

Donde:

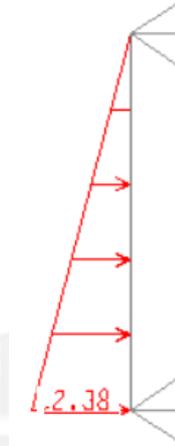
$\gamma$  : Densidad del suelo

$K_o$ : Coeficiente de empuje de suelos en reposo

H: Altura del muro

$$E = 1.90 \times 0.50 \times 2.50 = 2.38 \text{ tn/m}$$

Entonces, con la carga hallada, se obtiene el siguiente modelo estructural:

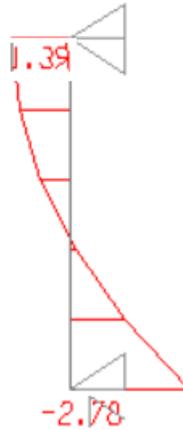


**Figura 47.** Modelo estructural del muro de cisterna

Y se obtuvieron los siguientes diagramas de momento flector y fuerza cortante.



**Figura 48.** Diagrama de momento flector del muro de cisterna (Tn-m)



**Figura 49.** Diagrama de fuerza cortante del muro de cisterna (Tn)

Por lo tanto, para un  $b = 1.00$  m,  $d = 0.17$  m y  $M_u = 0.90$  tn-m, se requiere un refuerzo de  $A_s = 1.41$  cm<sup>2</sup>. Además, se debe de verificar que la sección cuente con el acero mínimo.

$$A_{smin} = 0.0028 \times b \times t$$

$$A_{smin} = 0.0028 \times 100 \times 20 = 5.60 \text{ cm}^2$$

Se reforzará a la sección con el acero mínimo, de esa manera, su distribución será doble malla de  $\varnothing 3/8 @ .25$ m.

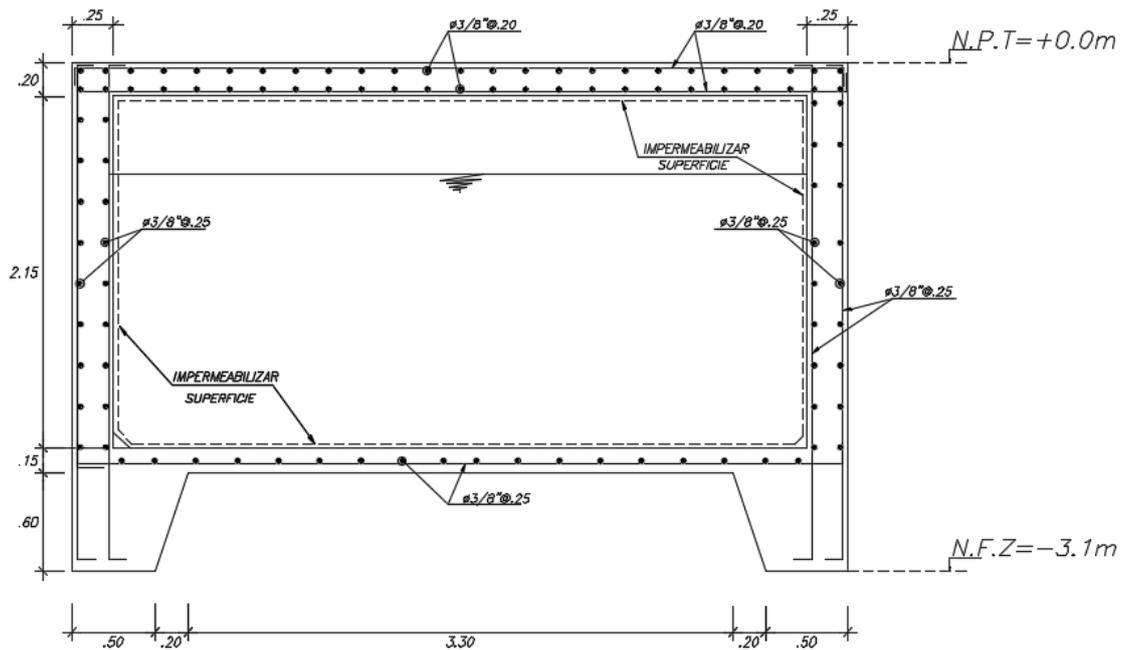
Luego, se verificará por corte que el concreto tenga la capacidad necesaria para resistir las solicitaciones presentadas.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 11.10 \text{ tn}$$

Del diagrama de fuerza cortante, la mayor cortante que se presenta es  $V_u = 2.78$  tn. Por lo tanto, el concreto tiene la capacidad suficiente para resistir las solicitaciones.

En la figura 50, se presenta el diseño final de los muros de la cisterna.



**Figura 50.** Diseño final de los muros de la cisterna

#### Diseño de la tapa de la cisterna:

La tapa de concreto armado tiene 20 cm de espesor y posee un área de 4.70 x 3.05 m. Para analizarla se usaron las tablas de Kalmanok; de esa manera, se obtendrán los momentos positivos y negativos. De esta forma, se podrá obtener los refuerzos necesarios en las secciones de las tapas. El metrado se realizará para un ancho unitario.

Metrado de cargas:

$$W_m = 2.4 \times 0.2 = 0.48 \text{ tn} / \text{m}^2$$

$$W_v = 0.2 = 0.20 \text{ tn} / \text{m}^2$$

$$W_u = 1.4 W_m + 1.7 W_v = 1.012 \text{ tn} / \text{m}^2$$

Momentos:

La losa se considerará libres en todos sus extremos. De las tablas de kalmanok:

$$a = 4.70 \text{ m y } b = 3.05 \Rightarrow b/a = 0.65$$

$$p = W_u = 1.012 \text{ tn/m}^2$$

$$M_a = 0.0273 \times (p \times b^2) = 0.0273 \times 1.012 \times 3.05^2 = 0.257 \text{ tn-m} / \text{m}$$

$$M_b = 0.0750 \times (p \times b^2) = 0.0750 \times 1.012 \times 3.05^2 = 0.706 \text{ tn-m} / \text{m}$$

Con  $b = 1.00 \text{ m}$  y  $d = 0.17 \text{ m}$ , se obtuvieron los siguientes refuerzos:

$$M_a = 0.257 \text{ tn-m, } A_s = 0.40 \text{ cm}^2$$

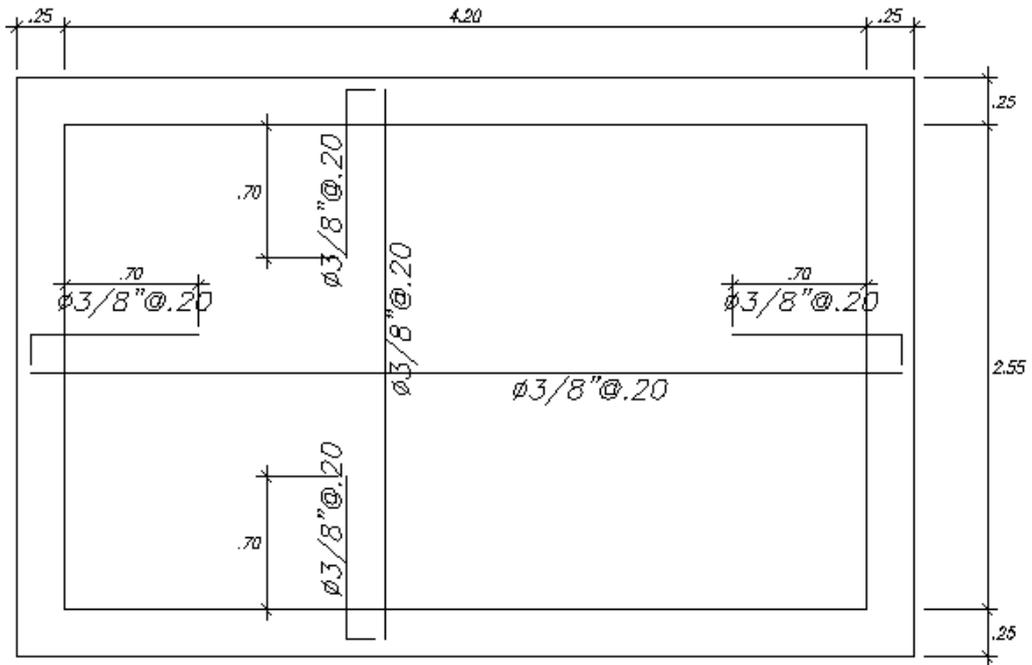
$$M_b = 0.706 \text{ tn-m}, A_s = 1.11 \text{ cm}^2$$

La sección debe de contar con un refuerzo mínimo que es el siguiente:

$$A_{smin} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

De esa manera, la sección llevará acero mínimo, en la cual su distribución será  $\phi 3/8 @ 0.20 \text{m}$ .

En la figura 51, se presenta el diseño final de la tapa de cisterna.



**Figura 51.** Diseño final de la tapa de cisterna

## CAPÍTULO 7: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

- Esta tesis parte de una arquitectura ya definida, con pisos típicos, y con dos fachadas hacia la calle. No se suele colocar placas en las fachadas, pero al haber concentraciones de placas en la zona del ascensor y escalera, se tuvo la necesidad de colocar placas en la esquina de la fachada, ya que se presentaban problemas de torsión. Por ello se tomó la decisión de distribuir correctamente la rigidez en el edificio.
- Se debe buscar la mayor sencillez y simetría en ambas direcciones. De esa manera, el análisis se asemejará a lo que sucede en lo real y también se evitará irregularidades como la torsión.
- Los criterios de predimensionamiento para los elementos estructurales del edificio se basaron en las recomendaciones del Ingeniero Antonio Blanco. No obstante, se debe comprobar con un mayor análisis si es que estas dimensiones son las más apropiadas para resistir las solicitaciones por cargas de gravedad y sísmicas.
- El edificio cuenta con irregularidad por torsión en el eje X ya que no se encuentran bien distribuidos las placas. En el primer análisis, se observó que la estructura presentaba irregularidad por torsión extrema. La actualización de la norma E.030 exige que se debe evitar irregularidades extremas para este tipo de edificación en esta zona del Perú. Es por ello que se buscó la mejor solución para cumplir lo estipulado por la norma. En el segundo análisis, se apreció que seguía presentandose la misma irregularidad; sin embargo, ya no era extrema, De tal forma que, se cumplió con lo exigido. Además, se comprobó que las placas se llevan la mayor parte de las solicitaciones sísmicas.
- En el diseño de todos los elementos estructurales del edificio se tuvo como prioridad, evitar la falla frágil, por corte, antes que una dúctil, por flexión. Por ello se brindó una mayor resistencia ante el corte que por flexión en los elementos estructurales. De esa manera, se agotará toda la resistencia en las secciones de los elementos, esto debido a que se generarán rótulas plásticas.

## REFERENCIA BIBLIOGRÁFICAS

- **BLANCO BLASCO, ANTONIO**  
1997 Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado.  
3era edición, Lima: Colegio de Ingenieros del Perú
  
- **BLANCO BLASCO, ANTONIO**  
2015 Apuntes del curso Concreto Armado 2. Lima: Pontificia  
Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería.
  
- **HARMSSEN GOMEZ DE LA TORRE, TEODORO**  
2002 Diseño de estructuras de concreto armado. 3era edición, Lima:  
Pontificia Universidad Católica del Perú.
  
- **MUÑOZ PELAEZ, ALEJANDRO**  
2015 Apuntes del Curso Ingeniería Antisísmica. Lima: Pontificia  
Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial
  
- **OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO**  
2014 Apuntes del Curso Concreto armado 1. Lima: Pontificia  
Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial
  
- **SENSICO**  
2006 Reglamento Nacional. Lima de Edificaciones. Norma Técnica de  
Edificación E.020 "Cargas".
  
- **SENSICO**  
2016 Reglamento Nacional. Lima de Edificaciones. Norma Técnica de  
Edificación E.030 "Diseño Sismorresistente".
  
- **SENSICO**  
2009 Reglamento Nacional. Lima de Edificaciones. Norma Técnica de  
Edificación E.060 "Concreto Armado".