

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



**PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ**

**DISEÑO DE UN EDIFICIO DE AULAS DE  
SEIS NIVELES**

Tesis para optar el Título de **INGENIERO CIVIL**, que presenta el bachiller:

**ARNALDO ANDRÉ GÓMEZ ENCISO**

**ASESOR: Gianfranco Ottazzi Pasino**

Lima, marzo de 2016

## RESUMEN

El presente proyecto consiste en realizar el análisis estructural y posteriormente el diseño en concreto armado de uno de los dos bloques de un edificio de seis niveles, el cual será destinado a aulas y laboratorios de una universidad. Los baños y la segunda escalera se encuentran en el bloque adyacente, el cual no forma parte de este trabajo.

Este edificio se encuentra cimentado sobre un suelo típico del Campus conformado por grava mal graduada con esfuerzo admisible de  $4 \text{ kg/cm}^2$  a una profundidad de cimentación de 1.5 m.

El trabajo se ha dividido en cinco partes: la primera es la estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales y metrado de cargas.

En la segunda parte se realiza el análisis sísmico de acuerdo a la Norma de Diseño Sismorresistente (E.030), los cuales son el Análisis Estático y Análisis Dinámico, considerando tres grados de libertad por piso; adicionalmente, se ejecutará un análisis dinámico en traslación pura en ambas direcciones principales del edificio, con el fin de comparar resultados entre ellos.

La tercera parte consiste en el diseño de las losas, vigas, columnas y placas considerando los requerimientos de la norma E.060 (2009) de Concreto Armado.

La cuarta parte se centrará en el diseño de las cimentaciones, empleando la norma E.050 de Suelos y Cimentaciones, así como el diseño de otros elementos, tales como la escalera.

Finalmente, en la última parte se realizaría el metrado del concreto y del acero requerido por el diseño; con ello, se podrá determinar los ratios que inciden en el área techada y en cada tipo de elementos estructurales.

## ÍNDICE

	<b>Pág.</b>
<b>1. Introducción</b>	<b>1</b>
1.1 Objetivos del proyecto	1
1.2 Descripción de la arquitectura del proyecto	1
1.3 Descripción de la estructura del proyecto	4
1.4 Especificaciones del proyecto	4
<b>2. Estructuración y predimensionamiento</b>	<b>6</b>
2.1 Criterios de estructuración	6
2.2 Definición de la estructuración	7
2.3 Predimensionamiento de elementos estructurales	9
2.3.1 Losas	9
2.3.2 Vigas	9
2.3.3 Columnas	11
2.3.4 Placas	12
2.3.5 Otros elementos (escalera)	14
<b>3. Procedimiento para el análisis y diseño</b>	<b>16</b>
3.1 Procedimiento para el análisis de la estructura	16
3.2 Procedimiento para el diseño de la estructura	16
<b>4. Metrado de cargas</b>	<b>18</b>
4.1 Introducción	18
4.2 Metrado de losa aligerada	19
4.3 Metrado de viga V-01	20
	i

4.4	Metrado de columna C-01	21
4.5	Metrado de placa PL-03	24
<b>5.</b>	<b>Análisis Sísmico</b>	<b>26</b>
5.1	Objetivos	26
5.2	Propiedades de la estructura	26
5.3	Parámetros sísmicos	28
5.4	Espectro de diseño	31
5.5	Resultados de los análisis realizados	31
5.5.1	Análisis Dinámico	32
5.5.2	Análisis Estático	35
5.5.3	Análisis Dinámico Traslacional	38
5.6	Comparación entre los análisis	39
<b>6.0</b>	<b>Diseño estructural</b>	<b>41</b>
6.1	Diseño de losa aligerada	41
6.2	Diseño de vigas	44
6.3	Diseño de columnas	58
6.4	Diseño de placas	63
6.5	Diseño de cimentaciones	68
6.6	Diseño de otros elementos	81
<b>7.0</b>	<b>Metrado de acero y concreto</b>	<b>84</b>
<b>8.0</b>	<b>Conclusiones y comentarios</b>	<b>86</b>
	<b>Referencias bibliográficas</b>	



## ÍNDICE DE FIGURAS

	<b>Pag.</b>
Figura 1. Planta típica	2
Figura 2. Corte 2-2	3
Figura 3. Plano de estructuración del piso típico.	8
Figura 4. Predimensionamiento de los elementos de la planta típica.	15
Figura 5. Aligerado tramo B-F.	19
Figura 6. Modelo de una vigueta típica.	20
Figura 7. Área tributaria de la viga V-01 (Eje D).	20
Figura 8. Modelo de la viga V-01 con cargas en servicio.	21
Figura 9. Área tributaria de la columna C-01 (D-2).	22
Figura 10. Área tributaria de placa PL-03 (Eje F).	24
Figura 11. Desplazamiento del CR con respecto al CMasa.	28
Figura 12. Espectro de diseño.	31
Figura 13. Desplazamiento del diafragma del piso 5 para el sismo en X-X.	34
Figura 14. Grados de libertad a emplear para la dirección X-X.	38
Figura 15. Grados de libertad a emplear para la dirección Y-Y.	38
Figura 16. Envoltente de diagrama de momento flector $M_u$ .	41
Figura 17. Envoltente de diagrama de fuerza cortante $V_u$ .	41
Figura 18. Diseño de losa aligerada (aulas).	43
Figura 19. Modelo de viga según NTE para cargas de gravedad.	44
Figura 20. Diagrama de momento flector $M_u$ .	45
Figura 21. Diagrama de fuerza cortante $V_u$ .	45
	iii

Figura 22. Armado de viga V-01 en piso típico.	50
Figura 23. Modelo de viga según NTE para cargas de gravedad.	51
Figura 24. Diagrama de momento flector para cargas de gravedad.	51
Figura 25. Diagrama de fuerza cortante para cargas de gravedad.	52
Figura 26. Diagrama de momento flector para sismo X-X.	52
Figura 27. Diagrama de fuerza cortante para sismo X-X.	52
Figura 28. Diagrama de fuerzas de la viga V-02.	55
Figura 29. Diagrama de fuerza cortante de la viga V-02.	55
Figura 30. Armado de viga V-02.	57
Figura 31. Columna C-02 para ejemplo de diseño.	58
Figura 32. Diagrama de interacción de C-02 para la dirección fuerte (X-X).	59
Figura 33. Diagrama de interacción de C-02 para la dirección fuerte (Y-Y).	59
Figura 34. Armado de columna C-02.	62
Figura 35. Placa PL-03 para ejemplo de diseño.	63
Figura 36. Momentos vectoriales.	63
Figura 37. Diagrama de interacción de PL-03 para la dirección fuerte (X-X).	65
Figura 38. Diagrama de interacción de PL-03 para la dirección fuerte (Y-Y).	65
Figura 39. Armado de placa PL-03.	67
Figura 40. Análisis por corte para la dimensión L (3.10m).	70
Figura 41. Análisis por punzonamiento.	72
Figura 42. Análisis por flexión.	73
Figura 43. Armado de zapata Z-01.	74
Figura 44. Distribución lineal de presiones de Meyerhof.	76

Figura 45. Esquema de la zapata Z-04.	77
Figura 46. Armado de la zapata Z-04.	80
Figura 47. Segundo tramo de escalera como ejemplo de diseño.	81
Figura 48. Pórtico de modelado del segundo tramo de la escalera.	82
Figura 49. Armado del segundo tramo de la escalera.	83



## ÍNDICE DE TABLAS

	<b>Pag.</b>
Tabla 1. Parámetros sísmicos para estructuración.	13
Tabla 2. Esfuerzo cortante en las placas.	13
Tabla 3. Metrado del aligerado ( $h=25\text{cm}$ ).	19
Tabla 4. Metrado de cargas de la viga V-01.	21
Tabla 5. Metrado de cargas de la columna C-01 en piso típico.	21
Tabla 6. Metrado de cargas de la columna C-01 en el último piso.	23
Tabla 7. Reducción de carga viva para la columna C-01.	23
Tabla 8. Metrado de cargas totales de la columna C-01.	23
Tabla 9. Metrado de cargas de la placa PL-03 en piso típico.	24
Tabla 10. Metrado de cargas de la placa PL-03 en el último piso.	25
Tabla 11. Resumen del metrado de cargas de la placa PL-03.	25
Tabla 12. Coordenadas del centro de masa.	26
Tabla 13. Desplazamiento del CR con respecto al CMasa para un momento torsor de 100ton-m en la azotea.	27
Tabla 14. Parámetros sísmicos.	30
Tabla 15. Modos de vibración con 3 grados de libertad por piso.	32
Tabla 16. Derivas máximas elásticas e inelásticas.	33
Tabla 17. Cortante basal mediante el análisis dinámico.	35
Tabla 18. Peso total del edificio.	36
Tabla 19. Cortante basal mediante análisis estático.	36
Tabla 20. Distribución de fuerza cortante por nivel en la dirección X-X.	37
	vi

Tabla 21. Distribución de fuerza cortante por nivel en la dirección Y-Y.	37
Tabla 22. Modos de vibración para los diferentes análisis realizados.	39
Tabla 23. Fuerza cortante en la base para los distintos análisis realizados.	40
Tabla 24. Diseño por flexión.	43
Tabla 25. Diseño por flexión de la viga V-01.	45
Tabla 26. Distribución de estribos para el diseño por cortante.	49
Tabla 27. Combinaciones de carga para la viga V-02.	53
Tabla 28. Diseño por flexión de la viga V-02.	53
Tabla 29. Distribución de estribos para la viga V-02.	56
Tabla 30. Fuerzas internas en la columna C-02.	58
Tabla 31. Combinaciones de fuerzas internas de la columna C-02.	59
Tabla 32. Fuerzas internas en la placa PL-03.	64
Tabla 33. Combinaciones de carga de la placa PL-03.	64
Tabla 34. Fuerzas internas en la base de la columna C-01.	69
Tabla 35. Combinaciones de fuerzas internas en la base de la columna C-01.	71
Tabla 36. Fuerzas internas en la base de la placa PL-03.	75
Tabla 37. Metrado de cargas del segundo tramo de la escalera.	82
Tabla 38. Diseño por flexión del segundo tramo de la escalera.	83

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1 Objetivos del proyecto

El objetivo de esta tesis es realizar el análisis y diseño estructural de uno de los dos bloques de un edificio de seis niveles en concreto armado, el cual será destinado para las aulas y laboratorios de una universidad.

### 1.2 Descripción de la arquitectura del proyecto

Este edificio consta de aulas y laboratorios, el cual está dividido en dos bloques. Para este proyecto se ha considerado el diseño de uno de ellos. Las plantas típicas son rectangulares de 29.45x14.48m, con área de aproximadamente 426m<sup>2</sup> por piso.

Las aulas y laboratorios tendrán un espacio amplio, es decir, no contarán con tabiquerías de división en su interior salvo en el eje D, en el cual hay un tabique de material liviano que puede ser removido. Además se tiene el corredor ubicado entre los ejes 1 y 2; un hall de ascensores entre A y B, así como una escalera. (Ver figura 1)

El edificio tiene una altura de aproximadamente 25m, incluyendo la azotea, con una altura de piso a piso de 3.75m.

En este bloque del edificio se tiene una escalera y dos ascensores ubicados en la parte izquierda de la planta. Los baños, los cuales no aparecen en la planta, están ubicados en bloque derecho, el cual no forma parte de este proyecto.

En la azotea se encuentran ubicados los equipos de ventilación y aire acondicionado, así como también los techos de la escalera y ascensores;

En las figuras 1 y 2 se pueden observar los planos de planta de piso típico y corte 2-2 respectivamente.

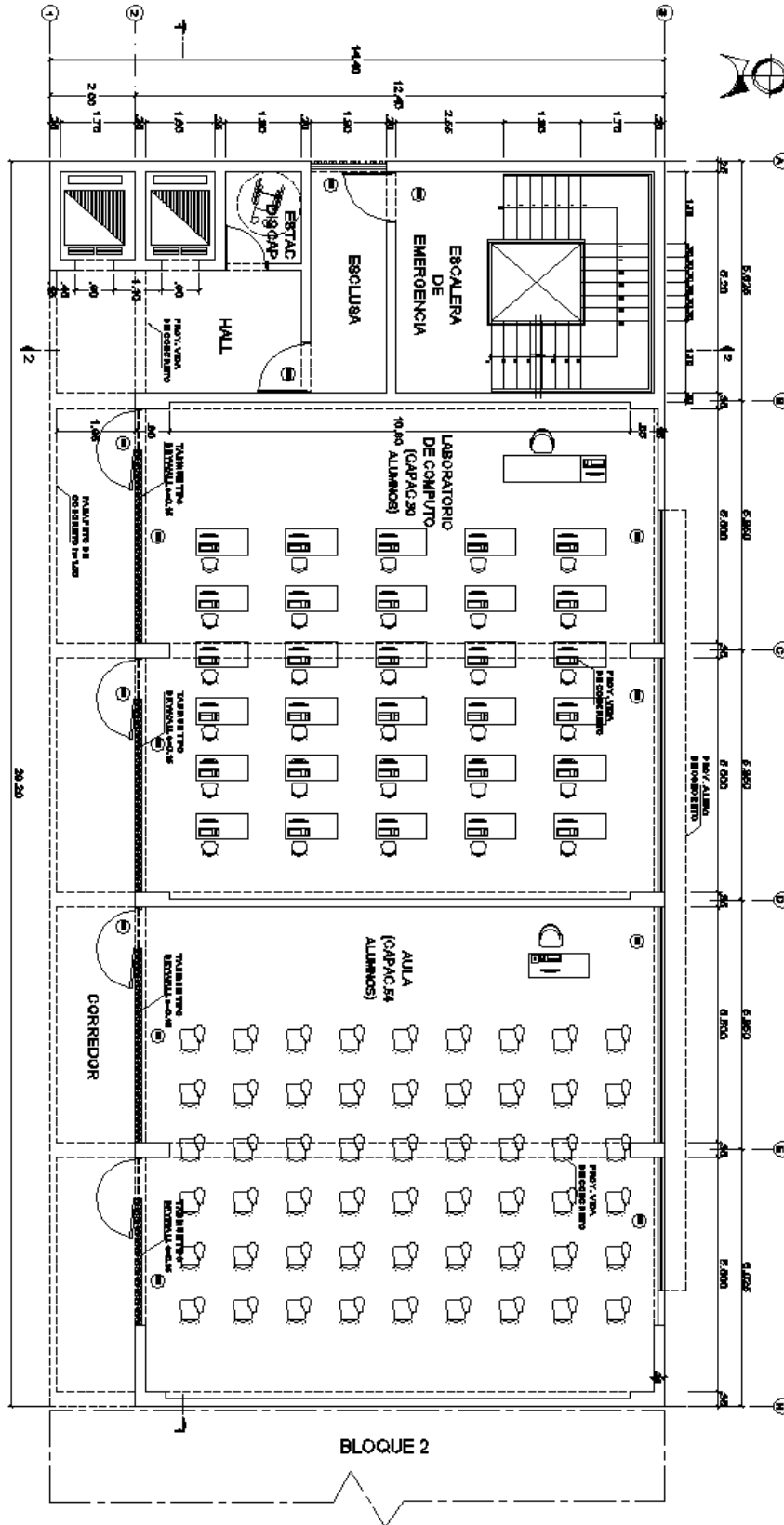
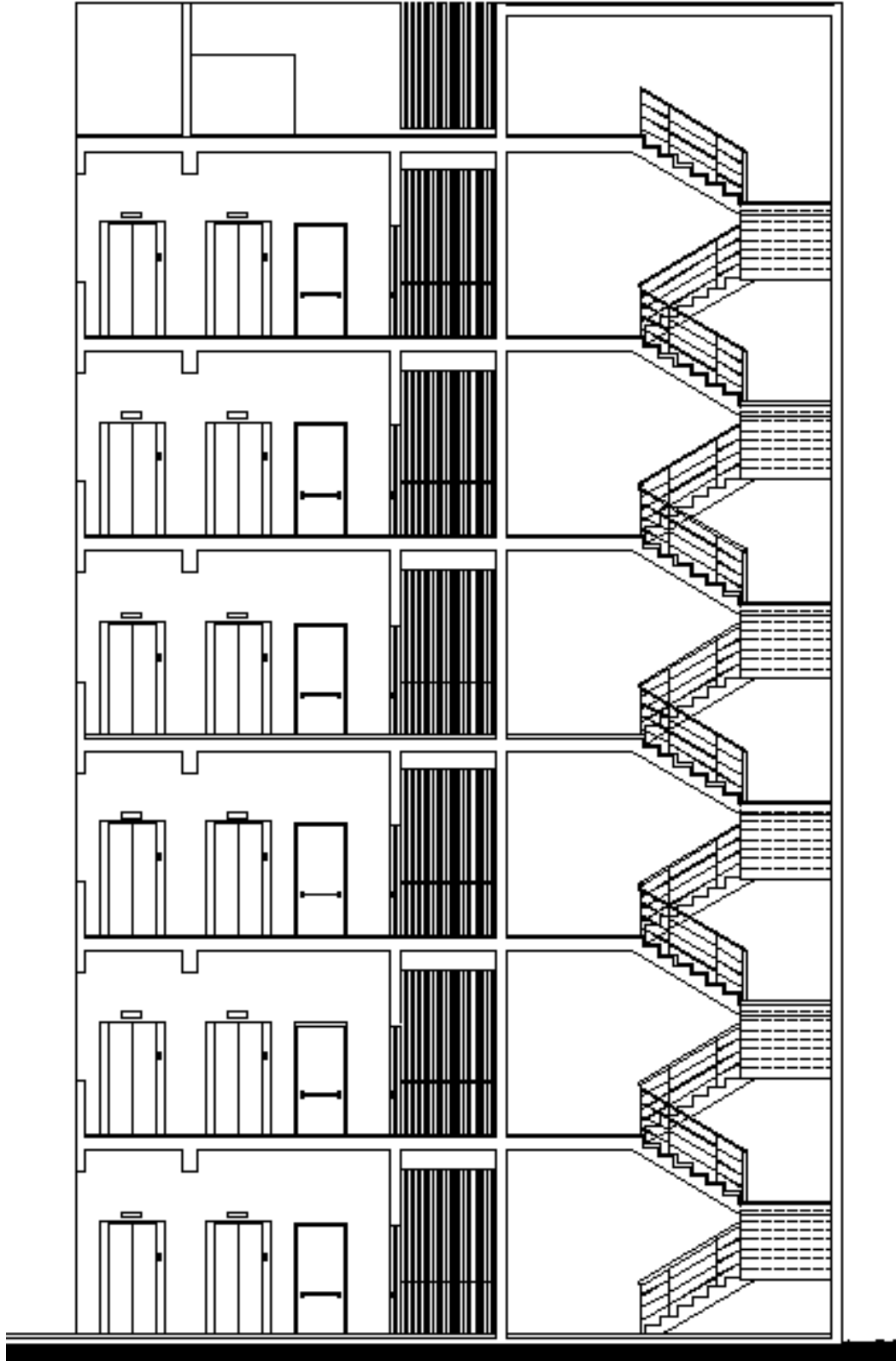


Figura 1. Planta típica



*Figura 2. Corte 2-2*



### 1.3 Descripción de la estructura del proyecto

El proyecto estará ubicado en la ciudad de Lima, distrito de Pueblo Libre. Se utilizará un sistema estructural de muros de concreto armado, el cual tendrá una profundidad mínima de cimentación es 1.5m en un terreno conformado por grava mal graduada y con una capacidad admisible de 4.00 kg/cm<sup>2</sup>. Debido a que se aislará la tabiquería de la estructura, no se considerará el aporte en la rigidez lateral del edificio por parte de esta. El área por piso es de aproximadamente 426m<sup>2</sup> con un altura de 3.75m de piso a piso. Debido a que el edificio forma parte de una universidad y los límites de propiedad del terreno se encuentran alejados del área del proyecto, no se tiene la necesidad de sótanos para estacionamientos, pues estos se ubican en áreas comunes de la universidad.

Del mismo modo, al no tener edificaciones vecinas adyacentes, no ha sido necesario colocar zapatas excéntricas conectadas por vigas de cimentación en el perímetro; sin embargo, para la cimentación que interactúa entre los dos bloques se asumirá que el otro bloque, que no forma parte de este proyecto, le proporciona a la cimentación las mismas solicitaciones que se encuentren en este. Debido a las características arquitectónicas del edificio, necesariamente, las placas se ubicarán en la escalera y en los ascensores con un espesor de 0.25m que proporcionarán rigidez y resistencia lateral ante acciones sísmicas.

### 1.4 Especificaciones del proyecto

#### a) Reglamentos

Para el presente trabajo, se utilizarán los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones, las cuales, en específico, son los siguientes:

E.020 Cargas

E.030 Diseño Sismorresistente

E.050 Suelos y cimentaciones

E.060 Concreto Armado.

## b) Cargas de Diseño

Aquellas fuerzas o sollicitaciones que resultan del peso de los materiales, ocupantes, equipamientos, efectos naturales.

Para ello se consideras los siguientes tipos de cargas:

Carga Muerta (CM) se considera al peso propio del edificio o elementos estructurales que lo conforman, tabiques, acabados y los distintos elementos que soportará la estructura, cuya posición no varíe en el tiempo.

Carga Viva (CV) se considera al peso de los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos que sean móviles soportados por la estructura.

Carga de Sismo (CS) es aquella que se genera debido a la sollicitación sísmica que impone el sismo a la estructura.

Carga por Presión de Suelos (CE) es aquella que se genera por el empuje de los suelos.

## c) Materiales

La estructura será de concreto armado, el cual consiste en la unión de concreto reforzado con acero; esto se debe a que el concreto presenta una baja resistencia a tracción, pero una alta resistencia a compresión. Para equilibrar la resistencia a tracción se le refuerza con acero en la zona que presenta esfuerzos de tracción, con lo cual se genera el concreto armado.

Para el diseño de la estructura, se empleará concreto con resistencia de  $f'c=210\text{kg/cm}^2$  y barras de acero corrugado de  $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ .

Además se asumirá un Módulo de Poisson ( $\nu$ ) = 0.15 y como Modulo de Elasticidad (E) se empleará lo indicado en la norma E.060  $E = 15000 \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$  con lo cual se tiene un valor de  $E= 217000 \text{ kg/cm}^2$ .

## 2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

### 2.1 Criterios de Estructuración

Para el diseño de la estructura por cargas de gravedad y sísmicas, se debe de garantizar la seguridad de los ocupantes y de los equipos que se encuentren en el interior de la misma.

Para un comportamiento adecuado de la estructura, se debe realizar una correcta estructuración, brindándole rigidez lateral a la estructura para solicitaciones sísmica, evitando en lo posible la torsión en planta en la estructura; para ello, se cuenta con los siguientes criterios encontrados en la referencia 2 que se adoptaron para la estructuración:

- a) **Simplicidad y simetría:** las estructuras deben tener una geometría simple y lo más simétricas posibles, sin afectar la distribución de la arquitectura, lo cual ayudaría a predecir mejor su comportamiento durante el modelado.
- b) **Resistencia:** toda estructura debe presentar una apropiada resistencia para las cargas de gravedad y sísmicas para las cuales fueron diseñadas.
- c) **Continuidad:** la estructura debe ser continua tanto en elevación como en planta; es decir, que los elementos estructurales no tengan una modificación brusca de su rigidez, para evitar la concentración de esfuerzos.
- d) **Diafragma rígido:** las losas deben ser rígidas en su plano, de tal manera que se puedan transmitir las fuerzas de inercia a los elementos resistentes, tales como, pórticos y muros de concreto.
- e) **Rigidez lateral:** las solicitaciones sísmicas se presentan como cargas laterales hacia la estructura, lo cual generan deformaciones laterales que producen el daño en la misma; por lo tanto, se debe de rigidizar a la estructura para evitar deformaciones importantes, esto se puede lograr con muros de concreto armado para ambas direcciones.

La estructura presenta una geometría simple, pero no es simétrica. La resistencia se le proporcionará mediante el refuerzo presentado posteriormente. Además se evitará cambios bruscos en la rigidez de la estructura para mantenerla continua. Se cuenta con losas macizas y aligeradas, las cuales actuarán como un diafragma rígido. Las placas ubicadas en la estructura le proporcionan resistencia lateral a la estructura ante las sollicitaciones sísmicas; por lo tanto, el edificio cumple todos los criterios de estructuración mas no con el primero.

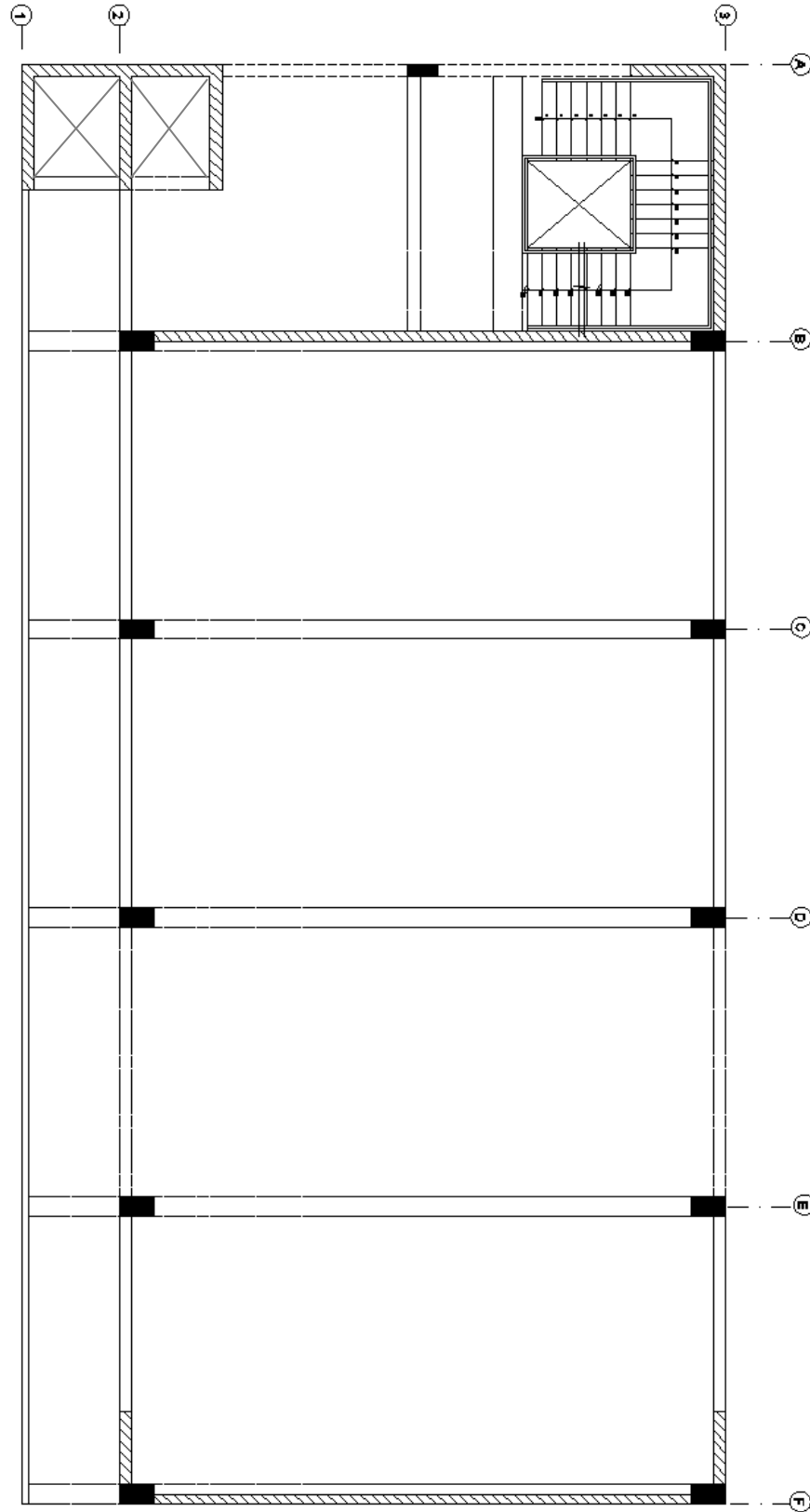
## 2.2 Definición de la Estructuración

Para la rigidez lateral de la estructura, se ha dispuesto de placas de 20 y 25cm de espesor en ambas direcciones principales, además se cuenta con pórticos formados por vigas apoyadas en las columnas o placas. Debido a las características arquitectónicas se colocaron placas de concreto en el área de las escaleras, ascensores y en los ejes B y F. Sin embargo, la placa de la escalera se ha reducido llevándola solo hasta el descanso de la misma para reducir la torsión en planta.

Como se puede apreciar en la estructuración (ver figura 3), las placas se llevarán la mayor parte de las cargas laterales producidas por el sismo; es decir, estas rigidizarán y proporcionarán resistencia a la estructura lateral. Además se tienen pórticos en los ejes C, D y E formado por vigas y columnas, los que trabajarán básicamente por cargas de gravedad, pues las placas que se encuentran en los ejes B y F se llevan prácticamente toda las sollicitaciones sísmicas en la dirección Y-Y

Para mantener la uniformidad y continuidad de la estructura, se mantendrá los espesores de los muros en toda la altura de la edificación. Debido a que en las zonas de las escaleras y ascensores se presentan áreas no techadas, con lo cual se tienen diafragmas rígidos discontinuos, se decidió emplear losas macizas de concreto armado, para tener la seguridad de un diafragma rígido en la estructura.

La tabiquería a emplear para dividir el corredor de las aulas será de Drywall con espesor de 15cm y para las divisiones que se encuentran por el área de las escaleras y ascensores, muros de albañilería. En la figura 3 se puede apreciar la estructuración realizada en el plano en planta del piso típico.



**Figura 3.** Plano de la estructuración del piso típico.

## 2.3 Predimensionamiento de elementos estructurales

### 2.3.1 Losas

El hall de ascensores será de losa maciza; mientras que las aulas serán de losa aligerada, pues estas son más económicas para las luces del proyecto. Se hizo el predimensionamiento de la siguiente manera:

- **Losa aligerada en una dirección:** al tener luces de 5.50m se logró obtener losas de peralte de 20cm, esto se determinó siguiendo el recomendación mencionada en la referencia 2, donde se indica lo siguiente:

$$h = 20 \text{ cm} \quad \text{para luces comprendidas entre 4.0 y 5.5m}$$

Suele ser válido para sobrecargas normales de hasta 300 kg/m<sup>2</sup> como máximo; sin embargo, posteriormente se analizará si el espesor es adecuado.

- **Losa Maciza para el hall de ascensores y escalera:** para este caso se tomará la decisión de emplear losas macizas armada en dos direcciones de un peralte de 20cm, esto es para asegurar el comportamiento de un diafragma rígido, ya que esas zonas presentan diafragmas discontinuos y además se ubican los principales elementos resistentes a cargas laterales en la dirección X-X.

### 2.3.2 Vigas

Para el predimensionamiento de las vigas se recurrió a la referencia 2, el cual indica que es conveniente que el peralte de la viga debe dimensionarse en un rango de 1/10 ó 1/12 de la luz libre, además según la NTE E.060 se necesita tener un peralte mayor a 1/16 de la luz libre para no verificar las deflexiones.

A continuación se presenta el predimensionamiento de las siguientes vigas:

- V-01:** vigas principales que se encuentran en la dirección Y-Y (ejes C, D y E), las cuales trabajan básicamente por cargas de gravedad. Estas tienen una luz libre

de 11.00m y un volado de 2.00m. Con el predimensionamiento del tramo mayor de la viga resulta de acuerdo a la recomendación:

$$h \geq \frac{10.80}{10} = 1.10m \quad \text{ó} \quad \frac{10.80}{12} = 0.90m$$

Se decidió utilizar un peralte de 0.80m para aumentar la altura libre de las aulas que cumple la condición de ser mayor que 1/16 de la luz libre. Finalmente las dimensiones elegidas a cargo de verificar son las siguientes:

**V-01 0.35x0.80 / 0.35x0.60m**

**V-02/V-03:** vigas que se encuentran en la dirección X-X, las cuales trabajan básicamente para solicitaciones sísmicas. Estas tienen una luz libre de 5.50m y se encuentran en los ejes 2 y 3, lo cual se seleccionó un peralte de 0.60m.

Como se tienen placas con espesores de 0.25m que se conectan con la viga, se procede a escoger el mismo ancho para la viga; con ello, se logra tener el siguiente predimensionamiento:

**V-02/V-03 0.25x0.60m**

**V-04:** viga que se encuentran en el eje 1, la cual soporta al parapeto de concreto. Esta toma cargas de gravedad salvo el primer tramo que también trabajará bajo solicitaciones sísmicas.

**V-04 0.15x0.60m**

Si bien no se recomienda tomar anchos menores a 0.25m, en este caso si es posible, debido a que estas no forman parte de pórticos o elementos simorresistentes.

**V-05:** viga que se encuentran en el eje A que conectan a la placa de los ascensores con la de la escalera. Estas tienen una luz de 4.00m y toman cargas de gravedad y sísmicas, además al estar conectadas por las placas, se considerará el mismo espesor; mientras que peralte será el mismo que el de las vigas anteriores para uniformizar dimensiones en la estructura; por lo tanto, se consideró la siguiente sección:

**V-05 0.25x0.60m**



**V-06/V-07:** vigas con luces de 2.0m y 5.20m. La primera, quien se encuentra en los ascensores, trabaja solo por cargas de gravedad; mientras que la segunda, se le adiciona solicitaciones sísmicas; por lo tanto, para tener vigas con dimensiones parecidas se consideró la misma sección que la viga anterior:

***V-06/V-07 0.25x0.60m***

**V-08:** vigas que sirven de apoyo para las escaleras y para soportar las losas macizas en el hall de ascensores. Trabajan únicamente por cargas de gravedad, en especial para recibir el peso proporcionado por la escalera. Se ha considerado vigas chatas, con lo cual tendrá el mismo peralte que la losa maciza y un ancho adecuado; por lo tanto, se obtuvo la siguiente sección:

***V-07 0.60x0.20m***

**V-09/V-09A:** vigas que se ubican en los ejes B y F, las cuales se utilizan por consideraciones arquitectónicas. El tramo interior de estas no trabajará salvo el volado que se encontrará trabajando por cargas de gravedad; por ello, tendrán las dimensiones de la viga V-01 y con refuerzo mínimo en el tramo interior:

***V-09/V-09A 0.35x0.80 / 0.35x0.60m***

### 2.3.3 Columnas

Para las columnas, también se empleó los criterios basados en la referencia 2, el cual indica que si se tiene una estructura con muros de corte que controlan los desplazamientos laterales en ambas direcciones, se puede estimar que la carga en servicio genera un esfuerzo del  $0.45f'c$  en las columnas interiores y para las exteriores con una menor carga axial,  $0.35f'c$ .

Para predimensionar las columnas se empleará el criterio considerando la carga axial por piso con una carga en servicio de  $1\text{ton}/\text{m}^2$ .

**C-01/C-02:** para las columnas interiores, tales como, la que se encuentra entre la intersección del eje 2 con los ejes C, D, y E, se tiene un área tributaria de aproximadamente  $48.4\text{m}^2$  y con ello, una carga axial en servicio de aproximadamente 48.4ton por piso. Considerando que se tiene seis pisos,



entonces se tiene una carga axial total en aquella columna de 290ton. Entonces el área de la columna se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Área bruta} = \frac{\text{Carga en Servicio}}{0.45 * f'c} = \frac{290 * 1000}{0.45 * 210} = 3070 \text{ cm}^2$$

Si se supone una columna cuadrada sería necesaria una sección de 0.55x0.55m, pero para cubrir los efectos de los momentos flectores y sabiendo que esta no tomará sollicitaciones sísmicas importantes, se puede tomar un porcentaje menor del área bruta obtenida. Para las columnas C-02, las cuales se encuentran en la intersección de los ejes 3 con C, D, y E, se tomarán las mismas dimensiones por simetría, entonces se procede a dimensionar de la siguiente manera, considerando el ancho de la viga V-01, la cual conecta con esta columna:

**C-01/C-02 0.35x0.80m**

**C-03:** para la columna exterior, que se encuentra en el eje A, se tiene un área tributaria de aproximadamente 16m<sup>2</sup>; con ello, una carga axial en servicio de aproximadamente 16ton por piso, en consecuencia una carga axial total en aquella columna de 100ton. Entonces el área de la columna se calcularía de la siguiente manera:

$$\text{Área bruta} = \frac{\text{Carga en Servicio}}{0.35 * f'c} = \frac{96 * 1000}{0.35 * 210} = 1300 \text{ cm}^2$$

Si se supone una columna cuadrada se consideraría una sección de 0.40x0.40, pero para cubrir los efectos de los momentos flectores, el peso considerable que tomará por la losa maciza y parte de la escalera, se procede a dimensionar de la siguiente manera, considerando el ancho de la viga V-05 y un peralte mayor al proporcionado por el área bruta, la cual conecta con esta columna:

**C-03 0.25x0.60m**

### 2.3.4 Placas

Acorde a la distribución de la arquitectura se optó colocar placas en las escaleras y en los ascensores, a las cuales se les asignaron un espesor de 25cm, junto con dos

pequeñas placas que se encuentran en la parte derecha en los ejes 2 y 3 para aumentar la rigidez lateral en la dirección X-X y evitar las columnas cortas en el eje 3. Por otro lado, para el eje Y-Y se asignaron dos grandes placas en los ejes B y F cuyos espesores son de 20cm

La NTE E.030 indica que una estructura será considerada de muros estructurales si toma una cantidad mayor o igual al 80% de la cortante basal que es el caso de este edificio. Suponiendo que el concreto solo resistirá fuerza cortante, se tiene la siguiente verificación, empleando el análisis estático mostrado en la tabla 1:

$$V = \frac{ZUCS * P}{R} \quad \text{Donde, } V = \text{Cortante basal (Análisis estático)}$$

**Tabla 1.** Parámetros sísmicos para estructuración.

Parámetro	Descripción	Factor
<b>Z</b> (Factor de zona)	Departamento de Lima, Zona 3 ( <b>Z3</b> )	Z=0.40
<b>U</b> (Factor de uso)	Edificación Esencial. Categoría <b>A</b>	U=1.5
<b>C</b> (Factor de amplificación sísmica)	$T = \frac{h_n}{C_T} = \frac{22.5}{60} = 0.38 \text{ seg} = T_{xx} = T_{yy}$ <p>Donde T= Periodo estimado h<sub>n</sub>= altura total del edificio C<sub>T</sub> = 60 Coeficiente para edificio de muros estructurales</p> $C = \frac{2.5 * T_p}{T} = \frac{2.5 * 0.4}{0.38} = 2.6 \quad C \leq 2.5$ <p>Donde T<sub>p</sub>= Periodo de corte del espectro = 0.4</p>	C=2.50
<b>S</b> (Factor de suelo)	Suelo conformado por grava, tipo S1	S=1.00
<b>R</b> (Factor de reducción)	Muro de concreto armado	R=6.00
<b>P</b> (Peso del edificio)	<b>2420 ton</b>	
<b>V</b> (Cortante basal) ton.	<b>605 ton</b>	

En la tabla 2 se puede apreciar que el esfuerzo cortante actuante en la dirección X-X es mayor que el doble del esfuerzo resistente por el concreto; sin embargo, como se apreciará posteriormente, no es necesario incrementar las áreas en esta dirección, pues con las longitudes y espesores de placas propuestas, se obtuvo desplazamientos laterales menores a los exigidos como máximo por la NTE E0.30.

Por otro lado, tanto para la dirección X-X e Y-Y, el esfuerzo resistente del concreto es menor que el actuante, al cual posteriormente se le proporcionará mayor resistencia con el refuerzo de acero horizontal y se verificará que cumple correctamente con los desplazamientos laterales.

**Tabla 2.** Esfuerzo cortante en las placas.

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
V (ton)	605	605
Área de placas (m <sup>2</sup> )	4.32	6.5
Esfuerzo actuante (kg/cm <sup>2</sup> )	14.00	9.31
Esfuerzo resistente del concreto $\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	6.51	6.51

### 2.3.5 Otros elementos

- **Escalera:** esta se encuentra conformada por tres tramos, de los cuales dos de ellos tienen siete contrapisos y el otro, ocho. Además de dos descansos. Para cubrir una altura típica de 3.75m, se tiene un contrapaso típico de 0.168m y con pasos de 0.3m.

Para el espesor de la garganta, se seleccionó 20cm, empleando el siguiente criterio dependiendo de la luz libre entre apoyos:

$$e \geq \frac{L}{30} = \frac{520}{30} = 17.3 \text{ cm} \quad \text{Donde } e = \text{peralte de losa, } L = \text{Luz libre}$$

En la figura 4 se presenta el plano en planta con los elementos predimensionados.

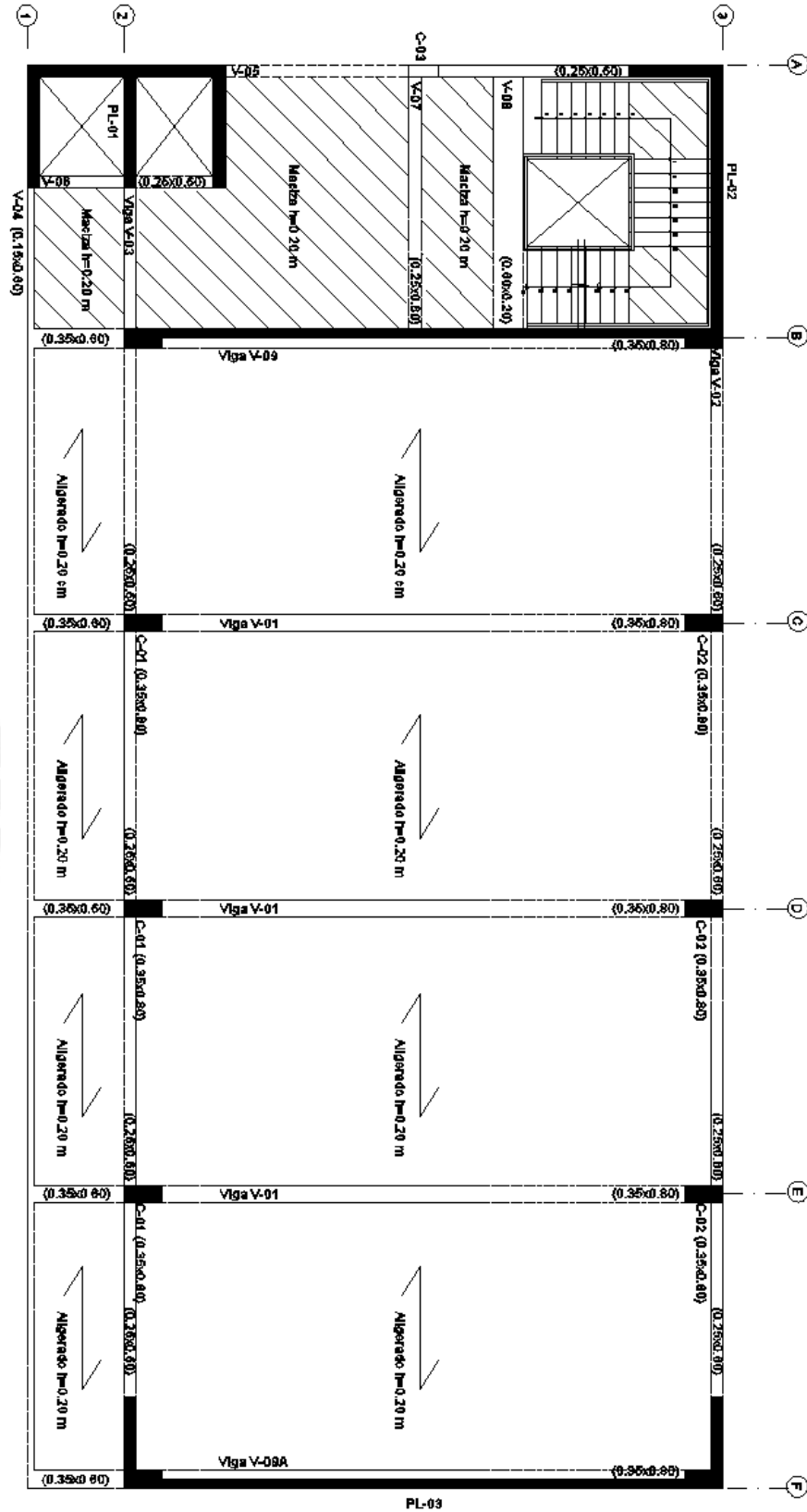


Figura 4. Predimensionamiento de los elementos de la planta típica.

### 3. PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO

#### 3.1 Procedimiento para el análisis de la estructura

El modelado de la estructura se hizo mediante elementos tipo línea o unidimensionales. A estos elementos se le asigna características geométricas del elemento y las propiedades del concreto.

El análisis sísmico y por cargas de gravedad se realizará con el software Etabs versión 9.7.0 como herramienta de análisis. Luego en el análisis se empleará los criterios exigidos por la NTE E.030 (Diseño Sismorresistente), además se realizará los dos tipos de análisis exigidos en ella, los cuales son el Análisis Estático y Análisis Dinámico que serán comparados para realizar algunos ajustes para cumplir con los requerimientos de la Norma.

#### 3.2 Procedimiento para el diseño de la estructura

##### Requisitos de Resistencia y Servicio

Para el diseño de la estructura, así como los elementos estructurales que la conforman se empleará el método de **Diseño por Resistencia**, corroborando que se cumplan los requerimientos generales de resistencia, además se verificará que estos elementos tengan un comportamiento adecuado ante las cargas de servicio.

El Diseño por Resistencia, según la referencia 3, el cual se está utilizando en la actualidad, consiste en diseñar los elementos realizando una amplificación a las cargas de diseño y reduciendo la resistencia nominal, empleando factores establecidos en la NTE E.060 (Concreto Armado), donde cada sección deberá cumplir con la siguiente característica de diseño:

$$\Phi R_n \geq R_u$$

$$R_u = \sum \alpha_i S_i$$

Dónde:

$\Phi$ : factor de reducción de resistencia (varía según tipo de sollicitación).

$R_n$ : resistencia nominal

$R_u$ : resistencia requerida (se obtiene de las combinaciones de carga).

$\Sigma_i$ : coeficientes de amplificación

$S_i$ : sollicitación en servicio o en resistencia para el caso de sismo

Para el desarrollo del diseño se considerarán las siguientes combinaciones de cargas, cuyos factores están establecidos en la NTE E.060:

$$U1 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U2 = 1.25 (CM+CV) \pm CS$$

$$U3 = 0.9CM \pm CS$$

$$U4 = 1.4CM + 1.7CV + 1.7 CE$$

Así como los factores de reducción, también establecidos en la Norma.

Flexión pura	$\Phi = 0.90$
Tracción y flexo-tracción	$\Phi = 0.90$
Compresión y flexo-compresión	$\Phi = 0.70$ (Empleando estribos)
Cortante y torsión	$\Phi = 0.85$

## 4. METRADO DE CARGAS

### 4.1 Introducción

El análisis estructural se realiza determinando previamente las cargas que existirían en los elementos estructurales, estas son de diferentes tipos y fueron detalladas en el acápite 1.4. A continuación se detalla el metrado de las cargas a emplear, tanto CM como CV y los pesos unitarios que se utilizarán en el proyecto.

#### Para la carga muerta (CM) se tiene lo siguiente:

∓ Concreto Armado	2.40 ton/m <sup>3</sup>
Aligerado convencional (h = 20cm)	0.30 ton/m <sup>2</sup>
Losa Maciza (h = 20cm)	0.48 ton/m <sup>2</sup>
Piso terminado (h = 5cm)	0.10 ton/m <sup>2</sup>
Parapeto de concreto (h = 1.05m, e = 15cm) 1.05x0.15x2.4	0.38 ton/m
Muro de albañilería (h = 3.25m, e = 15cm / 25cm) ton/m 1.80 ton/m <sup>3</sup> x 3.25m x 0.15m / 1.80 ton/m <sup>3</sup> x 3.25m x 0.25m	0.88 ton/m / 1.46
Muro de albañilería (h = 2.50m, e = 15cm) 1.80 ton/m <sup>3</sup> x 2.50m x 0.15m	0.68 ton/m

#### Para la carga viva (CV) se tiene lo siguiente según la NTE E.020:

Aulas y/o laboratorios	0.30 ton/m <sup>2</sup>
Hall, corredores y escaleras	0.40 ton/m <sup>2</sup>
Azotea	0.10 ton/m <sup>2</sup>



## 4.2 Metrado de losa aligerada

Para el piso típico, se tiene viguetas en los ambientes de las aulas y/o laboratorios; por ello, se tomará una vigueta típica que se encuentra entre los ejes B y F; la cual está apoyada en los extremos en placas de 20cm de espesores y en tres vigas intermedias, además tiene una longitud de 23.8m de eje a eje.

Los tramos del aligerado se pueden apreciar en la figura 5.

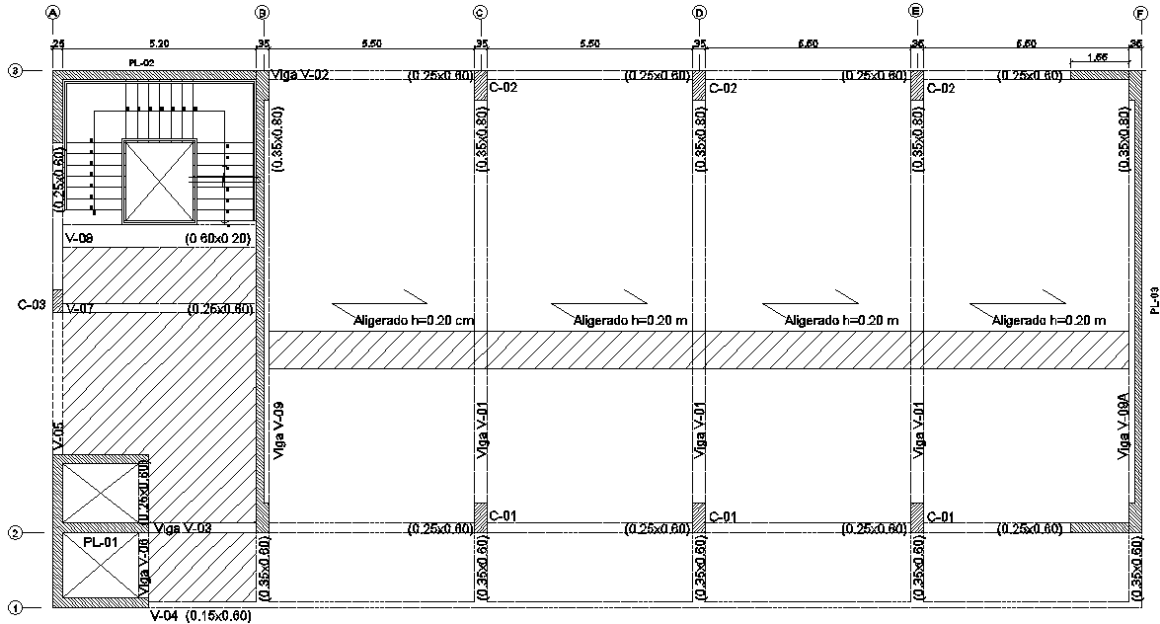


Figura 5. Aligerado tramo B-F.

Tabla 3. Metrado del aligerado (h = 25cm).

Carga Muerta (CM)	Peso Propio	= 0.30ton/m <sup>2</sup> x 0.40m	=	0.12 ton/m
	Piso Terminado	= 0.10ton/m <sup>2</sup> x 0.40m	=	0.04 ton/m
			<b>Wm =</b>	<b>0.16 ton/m</b>
Carga Viva (CV)	Sobrecarga	= 0.30ton/m <sup>2</sup> x 0.40m	=	0.12 ton/m
			<b>Wv =</b>	<b>0.12 ton/m</b>



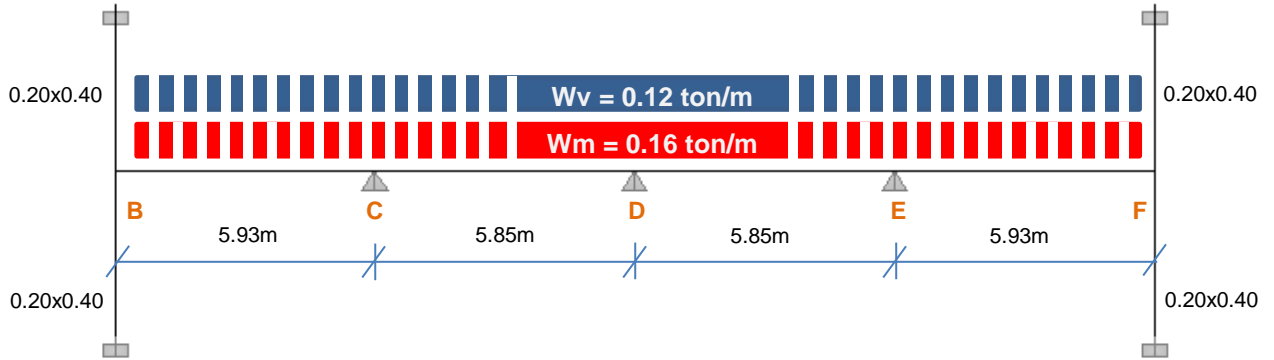


Figura 6. Modelo de una vigueta típica.

### 4.3 Metrado de Vigas

En el metrado de las vigas se considerará las cargas provenientes de la losa, en la cual esta se encuentre apoyada, además el peso propio de la misma y tabiques que actúen directamente sobre ellas.

Como ejemplo de metrado se considera la viga V-01 0.35x0.80m / 0.35x0.60m (Figura 7.) que forma un pórtico en el eje D, la cual tiene un área tributaria de 83.48m<sup>2</sup> (5.85x14.27m). En la tabla 4, se detalla el metrado de la viga mencionada.

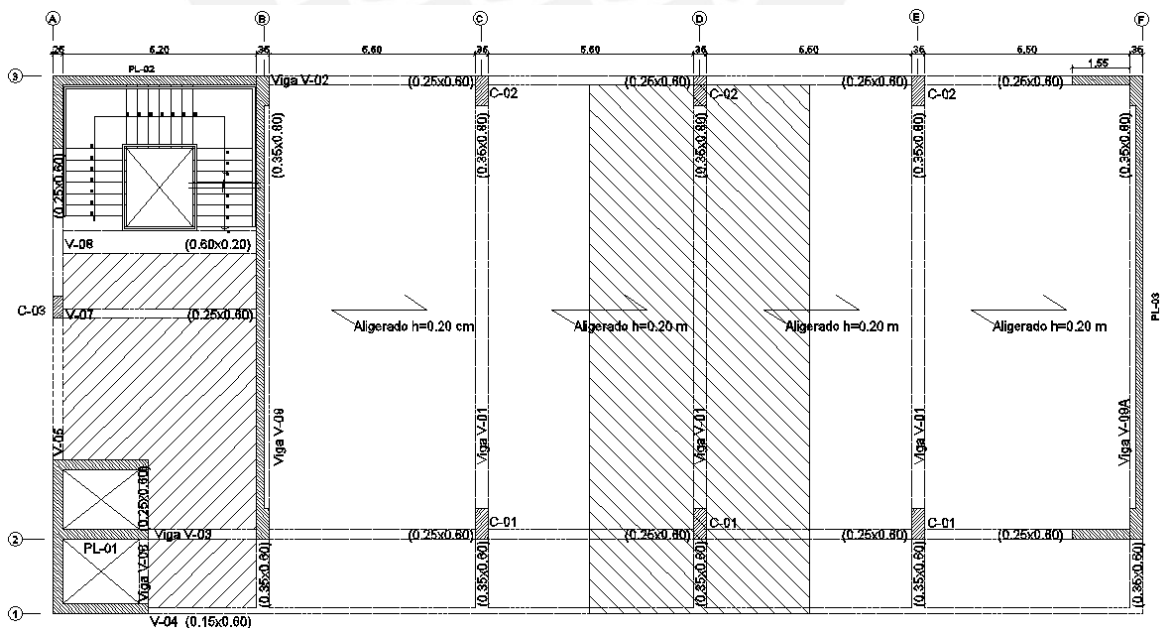
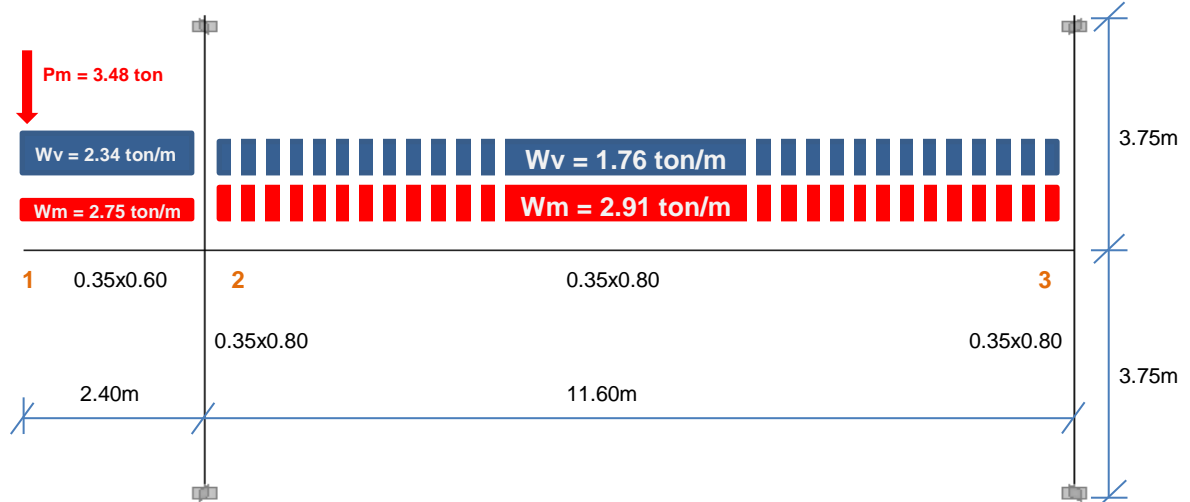


Figura 7. Área tributaria de la viga V-01 (Eje D).

**Tabla 4.** Metrado de cargas de la viga V-01.

	Descripción	Operación	1	Tramo 1-2	Tramo 2-3	Unid
<b>CM</b>	Losa aligerada (h = 20cm)	0.30 x 5.50	-	1.65	1.65	Ton/m
	Piso terminado	0.10 x 5.85	-	0.59	0.59	Ton/m
	Peso viga V-01	0.35 x 0.80 x 2.4 0.35 x 0.60 x 2.4	-	0.51	0.67	Ton/m
	Parapeto de Concreto	0.38 x 5.85	2.22	-	-	Ton
	Peso viga V-04	0.15 x 0.60 x 2.4 x 5.85	1.26	-	-	Ton
	<b>Pm / Wm</b>		<b>3.48</b>	<b>2.75</b>	<b>2.91</b>	
<b>CV</b>	Aulas	0.30 x 5.85	-	-	1.76	Ton/m
	Corredor	0.40 x 5.85	-	2.34	-	Ton/m
	<b>Wv</b>		<b>-</b>	<b>2.34</b>	<b>1.76</b>	<b>Ton/m</b>

Se decidió, conservadoramente, no realizar reducción de carga viva para tomar en cuenta la posibilidad remota de que un paño este totalmente sobrecargado. En la figura 8 se muestra el pórtico D con el modelo empleado de la viga V-01.



**Figura 8.** Modelo de la viga V-01 con cargas en servicio.

#### 4.4 Metrado de columnas

Para el metrado de las columnas, se tomarán el peso propio de ellas, vigas, losa y tabiques; es decir, toda carga que se encuentre en su área tributaria incluyendo las sobrecargas. En las tablas 5 y 6, se procede a realizar el metrado detallado para el

piso típico y azotea de la columna C-01 ubicada en entre los ejes D y 2, la cual, anteriormente, se utilizó para el predimensionamiento de la misma, empleando un valor de 1ton/m<sup>2</sup>. Esta tiene un área tributaria de 48.38m<sup>2</sup> como se puede apreciar en la figura 9.

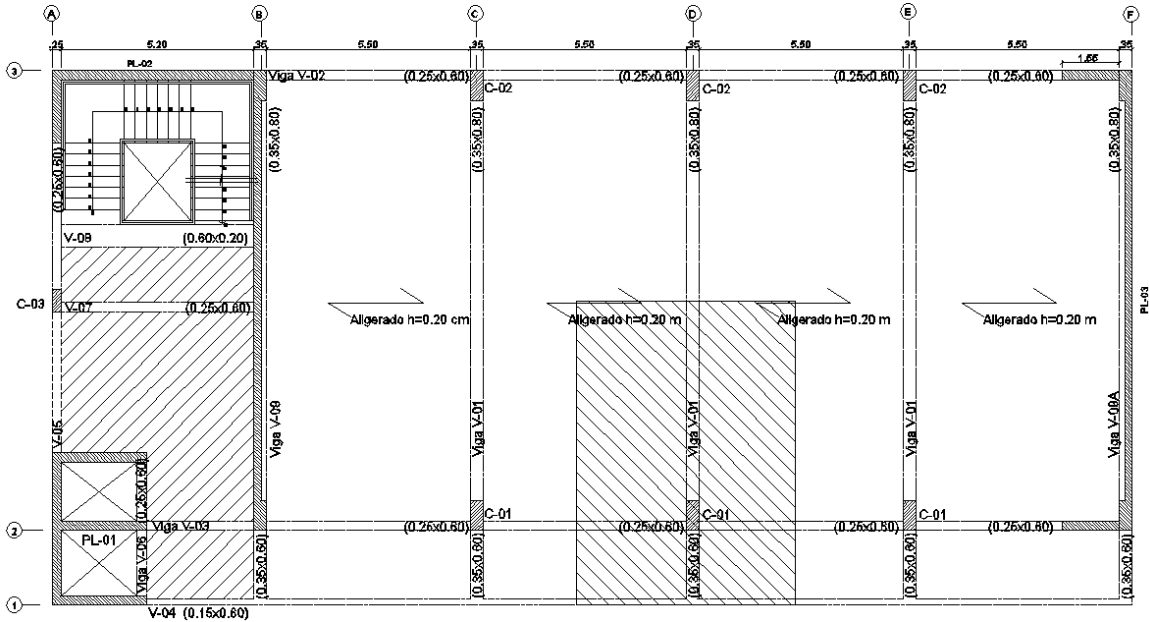


Figura 9. Área tributaria de la columna C-01 (D-2)

Tabla 5. Metrado de cargas de la columna C-01 en piso típico.

	Descripción	Operación	Carga (Ton)	Carga Total (ton)
CM	Pero propio	0.35 x 0.80 x 2.40 x 3.75	2.52	32.00
	Losa aligerada	0.30 x 48.38	14.52	
	Piso terminado	0.10 x 48.38	4.84	
	Peso Viga V-01	0.35 x 0.80 x 2.40 x 5.40	3.63	
		0.35 x 0.60 x 2.40 x 2.00	1.01	
	Peso Viga V-03	0.25 x 0.60 x 2.40 x 5.50	1.98	
	Peso Viga V-04	0.15 x 0.60 x 2.40 x 5.85	1.26	
Parapeto	0.38 x 5.85	2.22		
CV	Aulas	0.30 x 34.81	10.44	16.00
	Corredor	0.40 x 13.57	5.43	

$$\text{Carga en servicio por piso} = \frac{32\text{ton} + 16\text{ton}}{48.38\text{m}^2} = \frac{0.99\text{ton}}{\text{m}^2} \cong 1\text{ton}/\text{m}^2$$

**Tabla 6.** *Metrado de cargas de la columna C-01 en el último piso.*

	Descripción	Operación	Carga (Ton)	Carga Total (ton)
<b>CM</b>	Pero propio	0.35 x 0.80 x 2.40 x 3.75	2.52	<b>34.00</b>
	Losa aligerada	0.30 x 48.38	14.52	
	Piso terminado	0.10 x 48.38	4.84	
	Peso Viga V-01	0.35 x 0.80 x 2.40 x 5.40	3.63	
		0.35 x 0.60 x 2.40 x 2.00	1.01	
	Peso Viga V-03	0.25 x 0.60 x 2.40 x 5.50	1.98	
	Peso Viga V-04	0.15 x 0.60 x 2.40 x 5.85	1.26	
Parapeto	0.68 x 5.85	3.98		
<b>CV</b>	Sobrecarga	0.10 x 48.38	4.84	<b>5.00</b>

Debido a que se tiene un área de influencia ( $A_i$ ) mayor que  $40\text{m}^2$  se puede realizar la reducción de carga viva. En la tabla 7, se muestra la reducción de carga viva realizada para la columna C-01 y en la tabla 8, el metrado de cargas totales de la columna.

**Tabla 7.** *Reducción de carga viva para la columna C-01.*

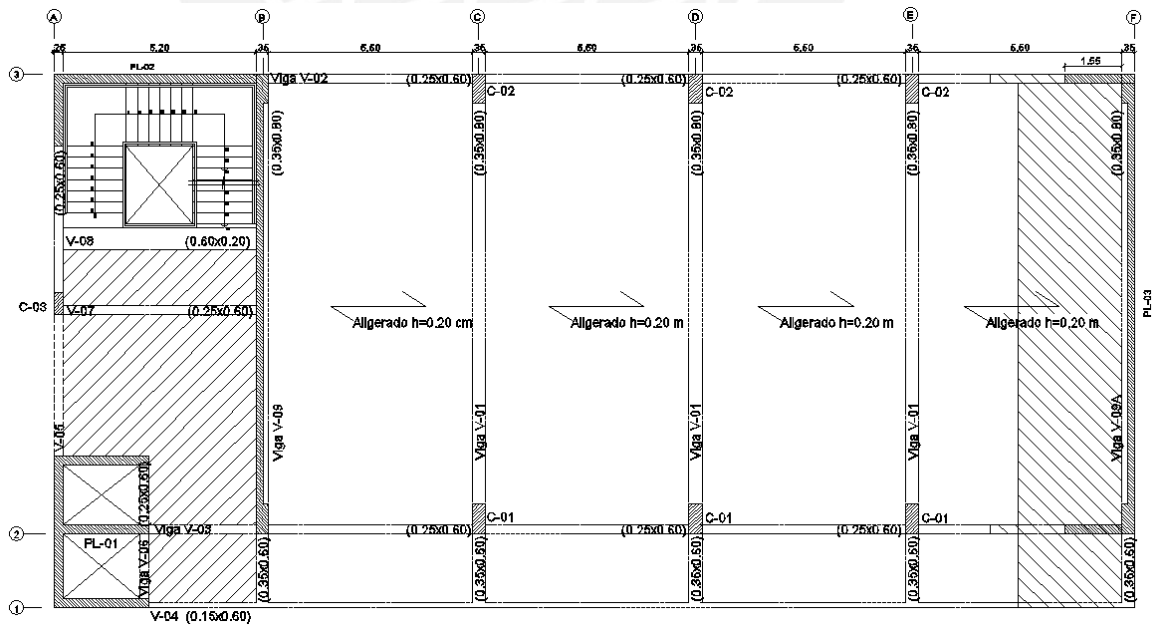
$A_t$ (m <sup>2</sup> )	k	$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$P_v$ (ton.)	$f_{red}$	$P_v$ reducida (ton.)
48.40	2.00	96.80	5.00	0.72	3.59
96.80	2.00	193.60	16.00	0.58	9.29
145.20	2.00	290.40	16.00	0.52	8.32
193.60	2.00	387.20	16.00	0.50	8.00
242.00	2.00	484.00	16.00	0.50	8.00
290.40	2.00	580.80	16.00	0.50	8.00

**Tabla 8.** Metrado de cargas totales de la columna C-01.

Nivel	Pm (ton.)	Pm acumulado (ton.)	Pv (ton.)	Pv acumulado (ton.)
Piso 6	34.00	34.00	3.59	3.59
Piso 5	32.00	66.00	9.29	12.88
Piso 4	32.00	98.00	8.32	21.20
Piso 3	32.00	130.00	8.00	29.20
Piso 2	32.00	162.00	8.00	37.20
Piso 1	32.00	<b>194.00</b>	8.00	<b>45.00</b>

#### 4.5 Metrado de placas

Para el metrado de las placas, se considerará el mismo procedimiento que el de las columnas; es decir, se tomará el peso propio de ellas, vigas, losa, tabique, etc.; En otras palabras, toda carga que se encuentre en su área tributaria incluyendo las sobrecargas. En la tabla 9 y 10, se procede a realizar el metrado detallado de la placa PL-03 ubicada en el eje F. Esta tiene un área tributaria de 42.27m<sup>2</sup> como se puede apreciar en la figura 10, además en la tabla 11 se tiene el resumen del metrado de cargas de la placa PL-03.



**Figura 10.** Área tributaria de la placa PL-03 (Eje F)

**Tabla 9.** *Metrado de cargas de la placa PL-03 en piso típico.*

	Descripción	Operación	Carga (Ton)	Carga Total (ton)
<b>CM</b>	Pero propio	11.20 x 0.20 x 3.75 x 2.40 2 x (0.40 x 0.60 x 3.75 x 2.40) 2 x (0.25 x 1.50 x 3.75 x 2.40)	31.23	<b>58.60</b>
	Losa aligerada	0.30 x 38.30	11.52	
	Piso terminado	0.10 x 42.27	4.23	
	Peso Viga V-01	0.35 x 0.80 x 10.80 x 2.4 0.35 x 0.60 x 2.00 x 2.4	7.26	
			1.01	
	Peso Viga V-03	2 x (0.25 x 0.60 x 2.00 x 2.40)	1.44	
	Peso Viga V-04	0.15 x 0.60 x 3.15 x 2.40	0.68	
Parapeto	0.38 x 3.15	1.20		
<b>CV</b>	Aulas	0.30 x 35.97	10.79	<b>13.30</b>
	Corredor	0.40 x 6.30	2.52	

**Tabla 10.** *Metrado de cargas de la placa PL-03 en el último piso.*

	Descripción	Operación	Carga (Ton)	Carga Total (ton)
<b>CM</b>	Pero propio	11.20 x 0.20 x 3.75 x 2.40 2 x (0.40 x 0.60 x 3.75 x 2.40) 2 x (0.25 x 1.50 x 3.75 x 2.40)	31.23	<b>57.40</b>
	Losa aligerada	0.30 x 38.30	11.52	
	Piso terminado	0.10 x 42.27	4.23	
	Peso Viga V-01	0.35 x 0.80 x 10.80 x 2.4 0.35 x 0.60 x 2.00 x 2.4	7.26	
			1.01	
	Peso Viga V-03	2 x (0.25 x 0.60 x 2.00 x 2.40)	1.44	
Peso Viga V-04	0.15 x 0.60 x 3.15 x 2.40	0.68		
<b>CV</b>	Sobrecarga	0.10 x 42.27	4.23	<b>4.20</b>

**Tabla 11.** *Resumen del metrado de cargas de la placa PL-03.*

Nivel	Pm (ton.)	Pm acumulado (ton.)	Pv (ton.)	Pv acumulado (ton.)
<b>Piso 6</b>	57.40	57.40	4.20	4.20
<b>Piso 5</b>	58.60	116.00	13.30	17.50
<b>Piso 4</b>	58.60	174.60	13.30	30.80
<b>Piso 3</b>	58.60	233.20	13.30	44.10
<b>Piso 2</b>	58.60	291.80	13.30	57.40
<b>Piso 1</b>	58.60	<b>350.00</b>	13.30	<b>71.00</b>



## 5. ANÁLISIS SÍSMICO

### 5.1 Objetivos

En este capítulo, el objetivo se centra en el análisis sísmico de la estructura, con el cual se obtendrán las fuerzas internas en todos los elementos estructurales para las sollicitaciones sísmicas, además se verificará que desplazamientos laterales de entrepiso cumplan con lo requerido en la nueva NTE E.030.

El análisis se realizará en las dos direcciones principales (X e Y) independientemente, Además el análisis dinámico se ejecutará mediante la superposición espectral, considerando 3 grados de libertad por piso y se comparará con los otros dos análisis realizados, los cuales son el estático y el dinámico en traslación pura. Además se verificará si el predimensionamiento inicial de los elementos estructurales es adecuado para el edificio; si sucediera lo contrario, entonces se procederá a modificar las dimensiones de los elementos. También se determinará si las placas presentan una adecuada resistencia ante los esfuerzos exigidos, acorde a los requerimientos de la NTE E.060.

### 5.2 Propiedades de la estructura

Las losas de los techos son diafragmas rígidos, donde la masa traslacional y la inercia rotacional estarán representadas en los centros de masa de los pisos, agregando una excentricidad de 5% de la longitud perpendicular al análisis Para el análisis se asumirá que la masa se encuentra uniformemente repartida en la losa de los pisos. A continuación se presenta en la tabla 12 las coordenadas de los centros de masa (CMasa), tomando como referencia el (0,0) en la intersección de los ejes A y 1.

**Tabla 12.** Coordenadas del centro de masa.

Nivel	Coordenadas	
	X	Y
Piso 1	13.33	7.36
Piso 2	13.33	7.36
Piso 3	13.33	7.36
Piso 4	13.33	7.36
Piso 5	13.33	7.36
Piso 6	13.59	7.49

Para el movimiento de traslación y rotación en conjunto se tiene al centro de rotación (CR), el cual se define como el punto donde las plantas giran alrededor de él. Las coordenadas de este se pueden determinar aplicando un momento torsor de 100 ton-m en sentido horario en el techo del último nivel en la dirección Z-Z.

A continuación se presenta en la tabla 13 las coordenadas del CR de la estructura obtenidas del Etabs y mediante las fórmulas de Mohr e igualando los desplazamientos pequeños del centro de rotación a cero, lo cual genera las siguientes expresiones:

$$Dy - X_{cr}\theta = \delta y = 0 \quad (\text{Desplazamientos pequeños de CR})$$

$$Dx + Y_{cr}\theta = \delta x = 0 \quad (\text{Desplazamientos pequeños de CR})$$

$$X_{cr} = \frac{Dy}{\theta}$$

$$Y_{cr} = -\frac{Dx}{\theta}$$

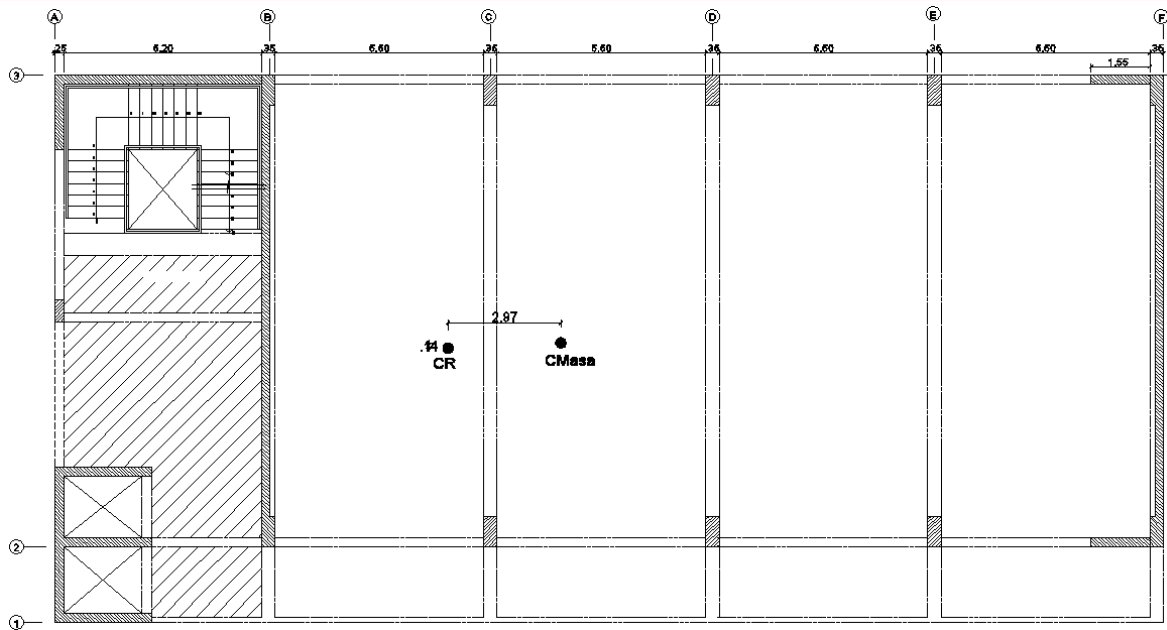
**Tabla 13.** Desplazamiento del CR con respecto al CMasa para un momento torsor de 100ton-m en la azotea.

Nivel	DX	DY	θ	Xcr	Ycr	Xcr Etabs	Ycr Etabs
6	0.000009	0.000004	-0.000013	-3.08	0.69	-3.24	0.89
5	0.000004	0.000034	-0.000010	-3.40	0.40	-3.30	0.29
5	0.000001	0.000025	-0.000008	-3.13	0.13	-3.05	-0.43
3	-0.000002	0.000016	-0.000005	-3.20	-0.40	-2.64	-1.25
3	-0.000002	0.000009	-0.000003	-3.00	-0.67	-1.96	-1.84
1	-0.000001	0.000002	-0.000001	-2.00	-1.00	-0.78	-1.05

La mayor diferencia entre el CR obtenido del Etabs y calculado manualmente se debe a que este software utiliza otra metodología para calcular el CR. Por otra parte, se puede apreciar que el CR tiene un desplazamiento promedio de 3.00m en la dirección X-X; mientras que 0.14m en la dirección Y-Y. Estos desplazamientos significativos del CR con respecto al CMasa indican que el edificio presentará efectos de torsión cuando el sismo ocurra tanto en X como en Y, aunque en este último un mayor efecto.

En la figura 11 se presenta, como ejemplo, el desplazamiento promedio del CR con respecto al CMasa.





**Figura 11.** Desplazamiento del CR con respecto al CMasa.

Para el análisis sísmico, el programa Etabs solicita un peso de la estructura, lo cual como indica la NTE E.030 para una edificación esencial se debe considerar el 100% de la carga permanente o carga muerta y el 50% de la sobrecarga o carga viva; por lo tanto, el peso de la estructura se expresa de la siguiente manera:

$$\text{Peso} = 1xCM + 0.5xCV \quad \text{Donde } CM = \text{Carga Muerta}, \quad CV = \text{Carga Viva}$$

### 5.3 Parámetros sísmicos

Para la realización del análisis estático o dinámico, se requieren de ciertos parámetros proporcionados por la NTE E.030, los cuales serán explicados a continuación:

- **Factor de Zona (Z):** este factor se interpreta como la aceleración máxima en la roca o suelo firme para una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años y se encuentra dividido en tres zonas. Este edificio estará ubicado en el distrito de Pueblo Libre, Lima; por lo tanto, tiene el siguiente factor:

$$Z = 0.4 \quad (\text{Zona 3})$$

- **Parámetros de suelo (S):** se considera tomando las propiedades mecánicas del suelo, espesor del estrato, periodo fundamental de vibración y velocidad de propagación de las ondas de corte. Para este edificio se tiene lo siguiente:

$$S = 1.0 \quad T_p = 0.4 \quad (\text{Tipo S1}) \quad \text{Rocas o suelos muy rígidos.}$$

- **Factor de Uso (U):** cada estructura es clasificada de acuerdo con categorías indicadas en la Norma, lo cual depende de la importancia y uso del edificio. Este edificio se pertenece a un centro de educación, además puede servir de refugio después de un desastre; por lo tanto se tiene lo siguiente:

$$U = 1.5 \quad (\text{Categoría A – Edificación Escencial})$$

- **Factor de amplificación sísmica (C):** este es un factor de amplificación de la respuesta estructural ante la aceleración en el suelo y se define por la siguiente expresión:

$$C = 2.5x \left( \frac{T_p}{T} \right); \quad C \leq 2.50$$

- **Coefficiente de reducción (R):** este coeficiente se encuentra clasificado según el sistema estructural de la edificación; para este caso, se tiene un edificio de concreto armado en el cual el sistema predominante está dada por muros estructurales, los cuales tomarán al menos el 80% de la cortante en la base en ambas direcciones; con ello, se procede a determinar lo siguiente:

$$R = 6 \quad (\text{Muros estructurales})$$

- **Configuración Estructural:** la estructura se debe clasificar como regular o irregular para poder determinar un procedimiento correcto de análisis y considerar un valor adecuado para el factor de reducción (R); por ello, se procede a verificar si el edificio cuenta con alguna de las siguientes irregularidades:

- ✓ **Piso Blando:** no presenta esta irregularidad, debido a que se tiene continuidad en los elementos verticales resistentes, tampoco diferencia entre las alturas de entrepiso.
- ✓ **Irregularidad de Masa:** al ser piso típico, la masa es la misma de un piso a otro, con lo cual el edificio no presenta esta irregularidad.
- ✓ **Irregularidad Geométrica Vertical:** este edificio presenta una geometría vertical continua; por ello, no presenta esta irregularidad.
- ✓ **Discontinuidad en los Sistemas Resistentes:** no existe desalineamiento de los elementos verticales, pues no habrá un cambio de orientación, tampoco un desplazamiento de magnitud mayor a la dimensión del elemento, entonces no presenta esta irregularidad.
- ✓ **Esquinas Entrantes:** el edificio no presenta esquinas entrantes, con lo cual esta irregularidad queda descartada.
- ✓ **Discontinuidad de diafragma:** si bien se tienen área libres en el ascensor y escalera, esta no supera el 2.5% del área bruta del diafragma; por lo tanto, no presenta esta irregularidad.
- ✓ **Irregularidad torsional:** esta se verifica después del análisis; por ello, se explicará posteriormente, la existencia o no de esta irregularidad y cómo afecta al análisis de la estructura.

En conclusión, al no presentar irregularidades previas al análisis, el Coeficiente de reducción (R) no será afectado por una reducción previa y se mantendrá ese valor para el análisis inicial.

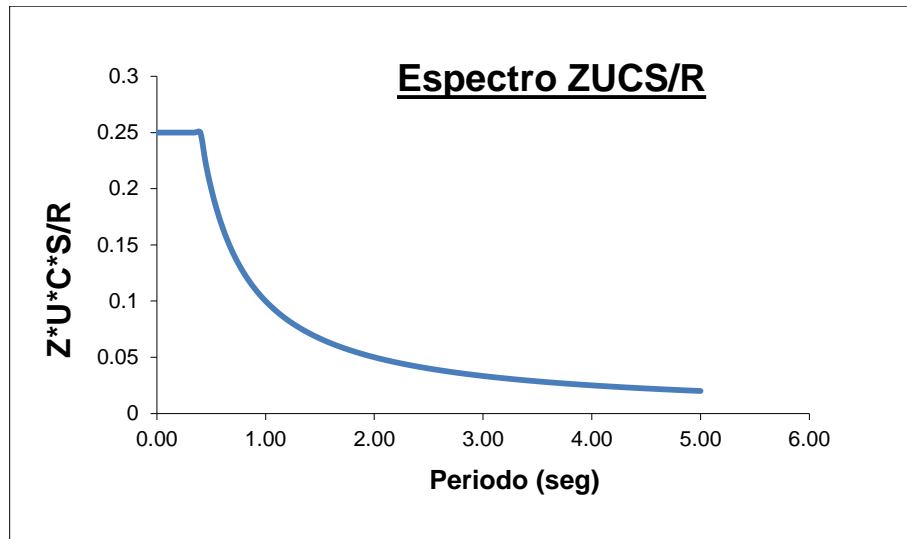
En la tabla 14 se tiene resumido los parámetros sísmicos tomados para el análisis del edificio.

**Tabla 14.** Parámetros sísmicos.

<b>Parámetro</b>	<b>Factor</b>
<b>Z</b>	0.40
<b>S</b>	1.00
<b>U</b>	1.50
<b>R<sub>x</sub> = R<sub>y</sub></b>	6.00

#### 5.4 Espectro de diseño

En la figura 12 se tiene el espectro de diseño; para ello, se ha utilizado  $Z*U*C*S/R$  vs  $T$  como función espectral.



**Figura 12** Espectro de diseño.

Con ello, se tendrá la aceleración espectral proporcionado por la NTE E.030.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

#### 5.5 Resultados de los análisis realizados

##### Modo de Vibración

La tabla 15 muestra los periodos, el porcentaje de masa participante y su acumulado para las dos direcciones, considerando 3 grados de libertad por piso, lo cual conlleva a 18 modos de vibración.

**Tabla 15.** Modos de vibración con 3 grados de libertad por piso

Modo	Periodo	% Masa Participante en X-X	% Masa Participante en Y-Y	Suma de Masa Participante en X-X	Suma de Masa Participante en Y-Y
1	<b>0.53</b>	<b>70.15</b>	0.58	70.15	0.58
2	<b>0.25</b>	0.77	<b>50.30</b>	70.92	50.88
3	0.19	0.08	24.21	71.00	75.09
4	0.12	19.15	0.11	90.15	75.20
5	0.07	0.02	14.77	90.17	89.97
6	0.06	5.51	0.18	95.68	90.15
7	0.05	0.20	3.46	95.88	93.61
8	0.04	2.58	0.00	98.46	93.61
9	0.03	0.01	3.72	98.48	97.33
10	0.03	0.03	0.40	98.51	97.73
11	0.03	1.16	0.00	99.67	97.73
12	0.02	0.00	1.46	99.67	99.19
13	0.02	0.33	0.00	100.00	99.19
14	0.02	0.00	0.08	100.00	99.27
15	0.02	0.00	0.56	100.00	99.83
16	0.02	0.00	0.17	100.00	100.00
17	0.02	0.00	0.00	100.00	100.00
18	0.01	0.00	0.00	100.00	100.00

Por lo tanto, se tiene como predominante en la dirección X al modo 1 con un periodo de 0.53seg, debido al porcentaje de masa participante (70%); mientras que en la dirección Y el periodo predominante es de 0.25seg proveniente del modo 2; la diferencia de estos periodos se debe a que la estructura es más rígida en la dirección Y, debido a las grandes placas ubicadas en los ejes B y F. Además la diferencia en la masa participante se debe a la torsión en planta para fuerzas en la dirección Y-Y.

### 5.5.1 Análisis Dinámico

Con el espectro de diseño y los factores para el análisis dinámico se procede a realizar la determinación de desplazamientos y fuerzas internas, con lo cual se obtiene los siguientes resultados:

## Desplazamientos

El programa Etabs nos brinda la información de derivas elásticas; sin embargo, para el análisis se necesita de las derivas inelásticas y estas se obtienen multiplicando los desplazamientos elásticos por un factor de  $0.75R$ , donde  $R$  es el factor de reducción. En la tabla 16 se tiene el resumen de las derivas máximas obtenidas en la estructura.

**Tabla 16.** Derivas máximas elásticas e inelásticas.

Nivel	Carga	Deriva Elástica X (1/1000)	Deriva Elástica Y (1/1000)	Deriva Inelástica X (1/1000)	Deriva Inelástica Y (1/1000)
Piso 6	SX	1.027		4.622	
Piso 6	SX		0.170		0.765
Piso 6	SY	0.158		0.711	
Piso 6	SY		0.370		1.665
Piso 5	SX	1.060		<b>4.770</b>	
Piso 5	SX		0.163		0.734
Piso 5	SY	0.158		0.711	
Piso 5	SY		0.398		1.791
Piso 4	SX	1.038		4.671	
Piso 4	SX		0.146		0.657
Piso 4	SY	0.152		0.684	
Piso 4	SY		0.404		<b>1.818</b>
Piso 3	SX	0.933		4.199	
Piso 3	SX		0.118		0.531
Piso 3	SY	0.155		0.698	
Piso 3	SY		0.377		1.697
Piso 2	SX	0.726		3.267	
Piso 2	SX		0.079		0.356
Piso 2	SY	0.140		0.630	
Piso 2	SY		0.313		1.409
Piso 1	SX	0.345		1.553	
Piso 1	SX		0.037		0.167
Piso 1	SY	0.082		0.369	
Piso 1	SY		0.183		0.824

De la tabla anterior, se puede observar que la deriva máxima en X es  $4.77/1000$  y en Y es  $1.82/1000$ ; por lo tanto, la estructura cumple con el requisito de rigidez exigido por la Norma, lo cual indica para una estructura de concreto armado una deriva máxima de  $7/1000$ .

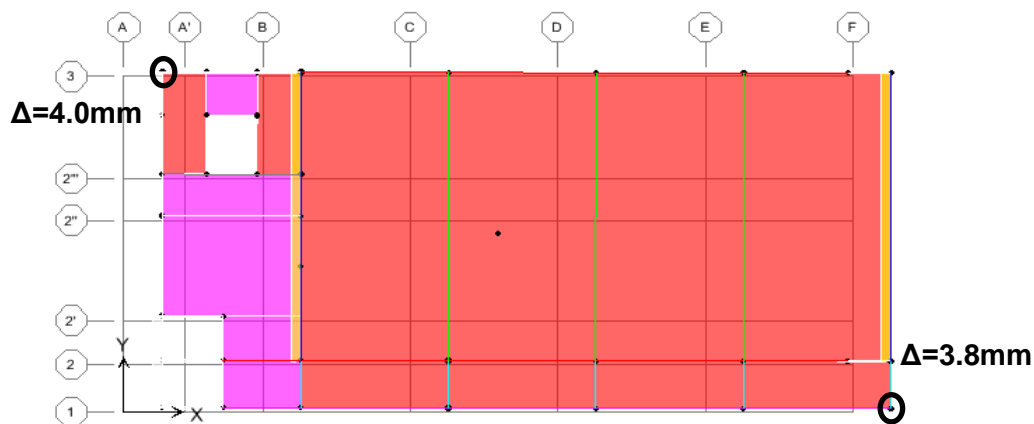
### Irregularidad Torsional

Para el análisis previo, se observó que el edificio no presentaba ninguna irregularidad, con lo cual se concluía que este era regular; sin embargo, faltó verificar la irregularidad torsional, pues se necesitaba datos del análisis sísmico; para ello, la NTE E.030 especifica que se considerará esta irregularidad para diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible indicado en la Tabla N°8 del Artículo 15 (3.5/1000). Luego se observa de la tabla anterior que para la dirección Y-Y se tiene desplazamientos menores al 50% del máximo permisible; mientras que para la dirección X-X supera el 50%, entonces en esta dirección se procederá a determinar la existencia o no de esta irregularidad.

Según la NTE E.030 la estructura presentará Irregularidad torsional si en cualquiera de las dos direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo en pisos adyacentes, en un extremo del edificio, es mayor que 1.3 veces el promedio de este desplazamiento con el desplazamiento relativo que simultáneamente se tiene en el extremo opuesto.

De los resultados del análisis se encontró que el punto con mayor desplazamiento relativo está ubicado en el piso 5, lo cual se puede apreciar en la figura 13 en la parte superior izquierda. Este punto presenta un desplazamiento relativo elástico de 4.0mm, mientras que su extremo opuesto, 3.8mm.

$$\frac{1.3(4.0 + 3.8)}{2} = 5.07\text{mm} > \text{max desplazamiento relativo} = 4.0\text{mm}$$



**Figura 13** Desplazamiento del diafragma del piso 5 para el sismo en X-X.



Por lo tanto, se concluye que la estructura es regular, así que lo asumido en un inicio no presentará modificación.

$$R = 6.0$$

Además con los factores del capítulo 5.3 se obtiene la cortante basal mediante el análisis dinámico, empleando un modelo estructural con superposición espectral de modos sugerido por la Norma, la cual es por combinación cuadrática completa (CQC). Esta se muestra resumida en la tabla 17.

**Tabla 17.** Cortante basal mediante el análisis dinámico.

Nivel	Carga	Vx (ton)	Vy (ton)
Piso6	DX	120.85	15.52
Piso6	DY	13.73	116.74
Piso5	DX	216.22	30.82
Piso5	DY	26.08	222.48
Piso4	DX	283.06	42.29
Piso4	DY	37.53	299.7
Piso3	DX	334.23	50.14
Piso3	DY	46.9	356.81
Piso2	DX	372.2	54.66
Piso2	DY	53.37	397.07
Piso1	DX	391.62	56.39
Piso1	DY	56.39	418.54

Entonces de la tabla anterior se obtiene el siguiente resultado:

**Vtotal x= 392 ton**

**Vtotal y= 419 ton**

### 5.5.2 Análisis Estático

Como se efectuó en el capítulo 2 para el predimensionamiento de las placas y con los parámetros sísmicos se procede a determinar la fuerza cortante basal de la estructura según la referencia 4. En la tabla 18, se muestra la masa por piso de la estructura y en la tabla 19, la fuerza cortante basal en ambas direcciones.

**Tabla 18.** Peso total del edificio.

Nivel	Masa (tonxseg2/m)
Piso 1	48.48
Piso 2	48.48
Piso 3	48.48
Piso 4	48.48
Piso 5	48.48
Piso 6	38.95
Masa Total	281.35
<b>Peso total (ton)</b>	<b>2760</b>

Determinando el coeficiente de amplificación sísmica para cada dirección.

$$C_x = 2.5 * \frac{T_p}{T} = 2.5 * \frac{0.4}{0.53} = 1.89; \quad C \leq 2.5 \quad \text{Por lo tanto } C_x = 1.89$$

$$C_y = 2.5 * \frac{T_p}{T} = 2.5 * \frac{0.4}{0.25} = 4.00; \quad C \leq 2.5 \quad \text{Por lo tanto } C_y = 2.5$$

Entonces se tiene lo siguiente:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P, \quad \text{Donde } V = \text{Cortante basal}$$

**Tabla 19.** Cortante basal mediante análisis estático.

Parámetros	Factor
Z	0.40
U	1.50
Cx	1.89
Cy	2.50
S	1.00
Rx=Ry	6.00
Peso	2760 ton
<b>Sx</b>	<b>522 ton</b>
<b>Sy</b>	<b>690 ton</b>

Para distribuir la fuerza cortante en cada nivel, se utilizará la siguiente fórmula propuesta en la NTE E.030 y se presentará la distribución en las tablas 20 y 21:

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

**Tabla 20.** Distribución de fuerza cortante por nivel en la dirección X-X.

Nivel	Pi	hi	Pi*hi	Fi
1	475.6	3.75	1783.5	26.3
2	475.6	7.50	3566.9	52.7
3	475.6	11.25	5350.4	79.0
4	475.6	15.00	7133.8	105.3
5	475.6	18.75	8917.3	131.7
6	382.1	22.50	8597.2	127.0
			<b>ΣPjhj</b>	<b>522.0</b>

**Tabla 21.** Distribución de fuerza cortante por nivel en la dirección Y-Y.

Nivel	Pi	hi	Pi*hi	Fi
1	475.6	3.75	1783.5	34.8
2	475.6	7.50	3566.9	69.6
3	475.6	11.25	5350.4	104.4
4	475.6	15.00	7133.8	139.2
5	475.6	18.75	8917.3	174.1
6	382.1	22.50	8597.2	167.8
			<b>ΣPjhj</b>	<b>690.0</b>

Según la NTE E.030 la fuerza cortante en la base obtenida con el análisis dinámico debe ser mayor o igual al 80% de la fuerza cortante obtenida mediante el análisis estático para una estructura regular; para lograr esta exigencia se tiene un factor de amplificación de carga sísmica, la cual se obtiene de la siguiente manera para cada dirección de análisis:

$$f = \frac{0.8xVest}{Vdinam}$$

$$fx = \frac{0.8x522}{392} = 1.07$$

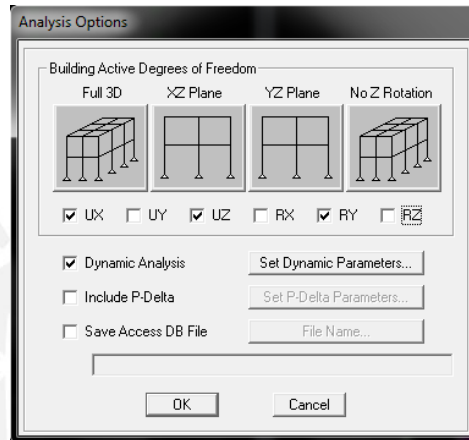
$$fy = \frac{0.8x690}{419} = 1.32$$

Estos factores son por el que se deben escalar las fuerzas internas para los propósitos de diseños que se realizan posteriormente. El factor en la dirección Y-Y es mayor debido a los efectos de torsión en planta en la estructura que redujo al 50% la participación del primer modo en la dirección Y-Y.

### 5.5.3 Análisis Dinámico Traslacional

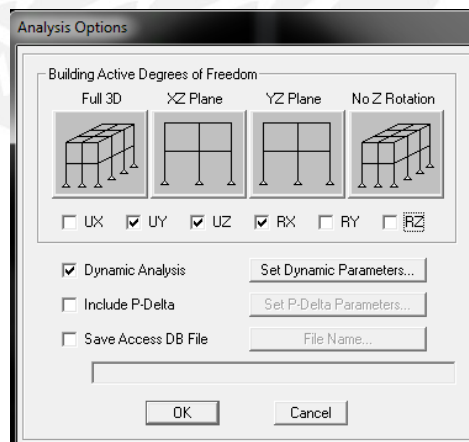
Este análisis se realiza con el fin de conocer el comportamiento de la estructura si esta no presentara efectos de torsión y compararlos con los análisis anteriormente mencionados.

Para este análisis, en la dirección X-X se activan los siguientes grados de libertad mostrados en la figura 14:



**Figura 14** Grados de libertad a emplear para la dirección X-X.

Del mismo para la dirección Y-Y se activan los siguientes grados de libertad mostrados en la figura 10:



**Figura 15** Grados de libertad a emplear para la dirección Y-Y.

## 5.6 Comparación entre los análisis

### Modos de vibración

En la tabla 22 se puede apreciar los modos de vibración que se obtuvo mediante el análisis dinámico con tres grados de libertad por piso con el análisis dinámico traslacional en cada dirección.

**Tabla 22.** Modos de vibración para los diferentes análisis realizados.

Modo	Análisis Dinámico con 3 GDL por piso			Análisis Dinámico Traslacional X-X			Análisis Dinámico Traslacional Y-Y		
	Periodo	% Masa participante en X-X	% Masa participante en Y-Y	Periodo	% Masa participante en X-X	% Masa participante en Y-Y	Periodo	% Masa participante en X-X	% Masa participante en Y-Y
1	0.53	70.15	0.58	0.51	71.07	0.00	0.23	0.00	75.40
2	0.25	0.77	50.30	0.12	19.38	0.00	0.06	0.00	18.29
3	0.19	0.08	24.21	0.06	5.54	0.00	0.03	0.00	4.04
4	0.12	19.15	0.11	0.04	2.54	0.00	0.02	0.00	1.52
5	0.07	0.02	14.77	0.03	1.15	0.00	0.02	0.00	0.59

Del análisis traslacional, para ambas direcciones, se puede apreciar que los periodos se encuentran bien definidos, debido a que el porcentaje de masa participante del primer modo para cada dirección de análisis es mayor que el 70%.

Mientras que del análisis dinámico con tres GDL por piso se observa que el segundo modo presenta un porcentaje de masa participante en la dirección Y-Y 50.3%, es decir, menor que el 75.4% obtenido del análisis traslacional en la misma dirección. El motivo de esta diferencia es porque en el segundo no se considera la torsión en planta, mientras que en el primero sí, lo cual genera que se reduzca al 50% la participación del primer modo en la dirección Y-Y.

### Fuerza cortante en la base

En la tabla 23 se muestra las fuerzas cortantes obtenidas en la base para los análisis realizados, tanto estáticos como dinámicos.

**Tabla 23.** Fuerza cortante en la base.

Análisis	Vdin X-X (ton)	Vdin Y-Y (ton)	Vest X-X (ton)	Vest Y-Y (ton)	80% Vest X-X (ton)	80% Vest Y-Y (ton)	Factor X-X	Factor Y-Y
A. Dinámico 3GDL	392	419	521	690	417	552	1.07	1.32
A. Traslacional X-X	413	-	521	-	417	-	1.01	-
A. Traslacional Y-Y	-	537	-	690	-	552	-	1.03

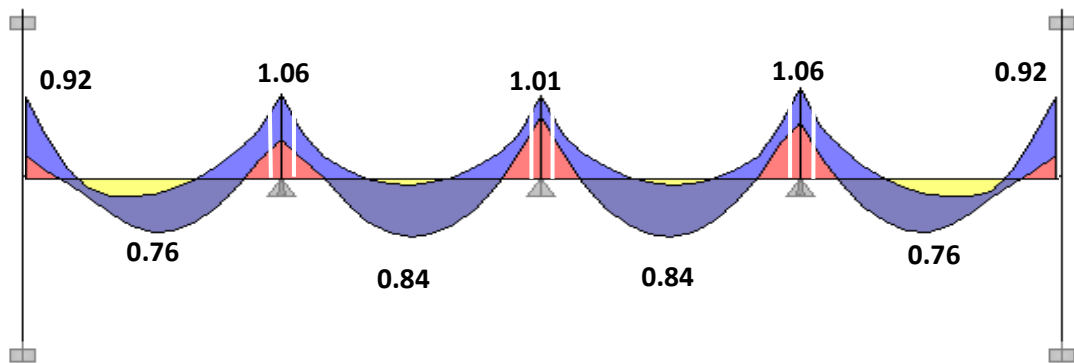
De la tabla anterior se puede apreciar que para el análisis traslacional en cada dirección se presenta un factor pequeño para escalar las fuerzas internas; mientras que para el análisis dinámico con tres GDL un factor mayor, el cual se debe al efecto de torsión generado por el desplazamiento del centro de rigidez con respecto al centro de masa.

## 6.0 DISEÑO ESTRUCTURAL

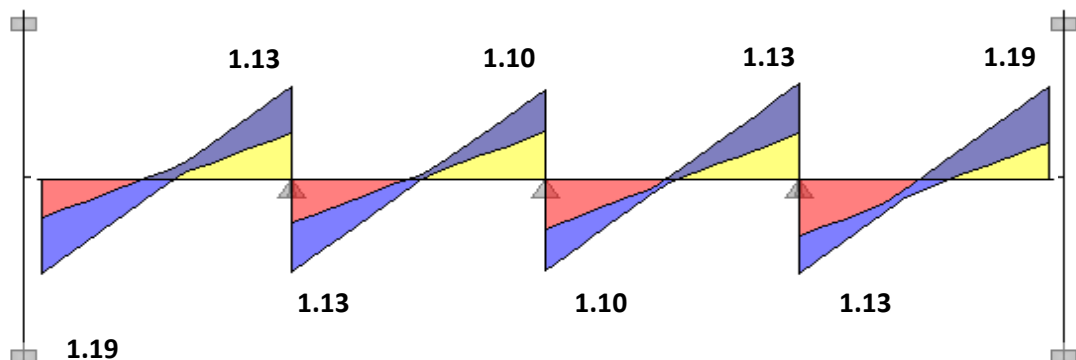
### 6.1 Diseño de losa aligerada

Las losas aligeradas, las cuales trabajan por flexión y corte, deben cumplir en cada sección que la resistencia nominal modificada por su factor de reducción, debe ser mayor que las solicitaciones últimas, tanto por cargas de gravedad y sísmicas. Para hallar estas solicitaciones se empleó el software Etabs, el cual mediante un modelamiento de un pórtico proporciona las fuerzas internas para el diseño.

Como ejemplo de diseño se tomará la vigueta que se encuentra entre los ejes B y F (figura 5), la cual pertenece al piso típico de las aulas, cuyos extremos se apoyan en las placas de 20cm de espesor y con apoyos interiores en las vigas V-01. En la figura 16 y 17 se tiene las envolventes del momento flector (a la cara del apoyo) y fuerza cortante respectivamente (a "d" de la cara de apoyo).



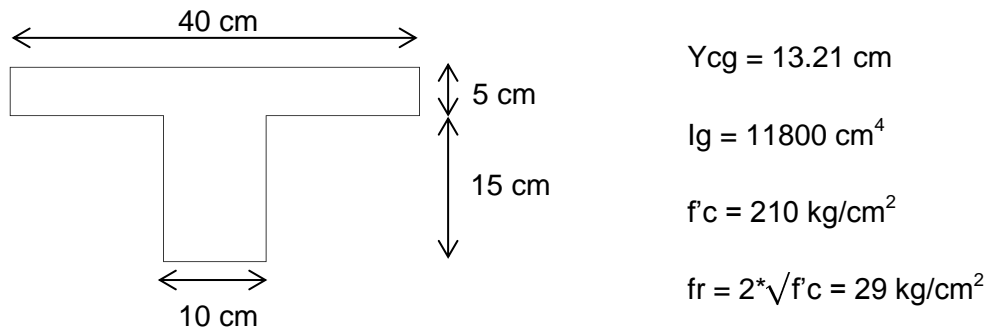
**Figura 16.** Envolvente de diagrama de momento flector  $M_u$  (tonxm).



**Figura 17.** Envolvente de diagrama de fuerza cortante  $V_u$  (ton).



A continuación se muestra las características de una vigueta.



Para el refuerzo mínimo para momento negativo, la norma E.060 indica que la sección debe tener un refuerzo para al menos  $1.2M_{cr}$ , la cual se obtiene de la siguiente manera:

$$1.2 \cdot M_{cr}^- = 1.2 \cdot f_r \cdot \frac{I_g}{y^+} = 1.2 \cdot 29 \cdot \frac{11800}{6.79} = 605 \text{ kgxm}$$

$$\text{Para } b = 10\text{cm}, d = 17\text{cm} \text{ se tiene } A_{smin}^- = 1.01 \text{ cm}^2$$

Mientras que refuerzo mínimo para momento positivo (ala en compresión) se determina con la siguiente expresión:

$$A_{smin}^+ = 0.7 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d = 0.7 \cdot \frac{\sqrt{210}}{4200} \cdot 40 \cdot 17 = 0.41 \text{ cm}^2$$

Para el refuerzo máximo, la norma E.060 indica que la sección no debe tener un refuerzo mayor al  $0.75A_{sb}$ , la cual se obtiene de la siguiente manera:

$$A_{smax}^+ = 0.75 \cdot A_{sb}^+ = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax}^- = 0.75 \cdot A_{sb}^- = 2.71 \text{ cm}^2$$

De la envolvente de diagrama de momento flector (figura 11) se obtiene los momentos de diseño por flexión. Para  $M_u = 0.92 \text{ tonxm}$  y empleando las siguientes expresiones:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{donde,} \quad a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$M_n = M_u$ ,  $b = 10\text{cm}$ ,  $d = 17\text{cm}$ ,  $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ , se requiere un refuerzo con  **$A_s = 1.61\text{cm}^2$** .

En la tabla 24 se muestra el resumen del diseño obtenido para cada sección.

**Tabla 24.** Diseño por flexión de la losa aligerada.

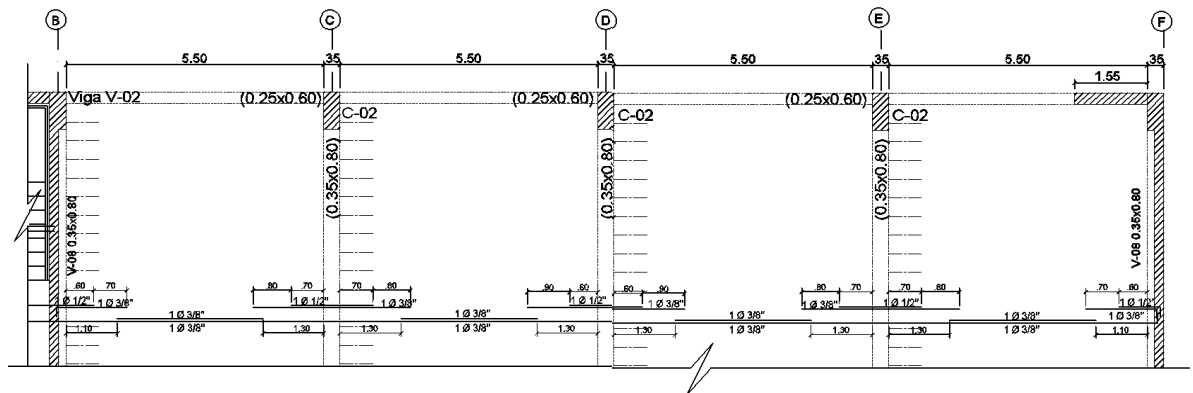
Mu (tonxm)	b (cm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Distribución
-0.92	10	17	1.61	1Φ1/2" + 1Φ3/8"
-1.06	10	17	1.90	1Φ1/2" + 1Φ3/8"
-1.01	10	17	1.79	1Φ1/2" + 1Φ3/8"
0.76	40	17	1.21	1Φ3/8" + 1Φ3/8"
0.84	40	17	1.34	1Φ3/8" + 1Φ3/8"

De la envolvente de diagrama de fuerza cortante (figura 12) se obtiene las fuerzas para verificar que la resistencia del concreto en cada sección sea mayor que la sollicitación, pues la cortante será tomada en su totalidad solo por el concreto; para ello, se tiene la capacidad de corte del concreto, la cual se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

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

La fuerza cortante máxima obtenida de la figura 12 es 1.19 ton, la cual es menor que la capacidad del concreto obtenida (1.22 ton); por lo tanto, se concluye que el concreto tendrá la capacidad suficiente para resistir las fuerzas cortantes en el aligerado. Finalmente para el corte de fierro se siguió las consideraciones para el corte de acero en regiones de momento positivo y negativo presentadas en la referencia 3, el cual indica tomar la mayor longitud entre 12db, d, ln/16 o ld según corresponda. En la figura 18 se presenta el diseño completo en planta de la losa aligerada.



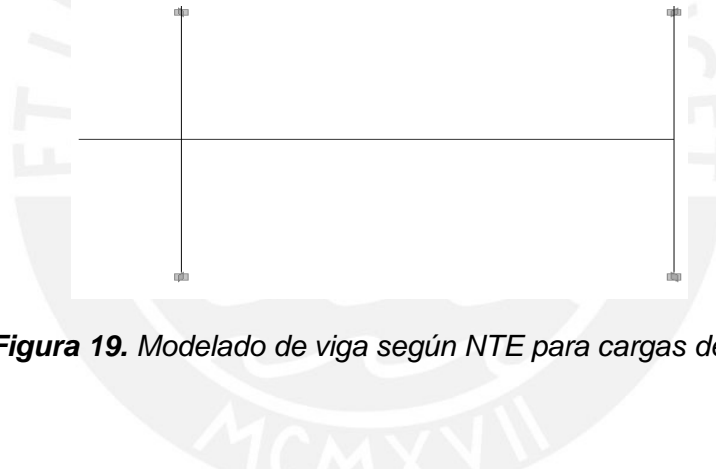
**Figura 18.** Diseño de losa aligerada (aulas).

## 6.2 Diseño de viga

Como ejemplo de diseño se presentan tomar dos vigas, donde una de ellas estará sometida solo a cargas de gravedad (Viga V-01 eje D), mientras que la otra trabajará también por solicitaciones sísmicas (V-02 eje 3).

### Viga V-01 0.35x0.60m/0.35x0.80m

Esta viga se utilizó como ejemplo para el metrado de cargas en el capítulo 4.3, donde se encuentra el resumen de todas las cargas a la cual estará sometida. Según la norma E.060 de Concreto Armado, para el análisis por cargas de gravedad se puede considerar empotrados los extremos lejanos de las columnas de ambos entrepisos como se muestra en el pórtico de la figura 19.



**Figura 19.** Modelado de viga según NTE para cargas de gravedad.

Con el metrado, mencionado anteriormente, y el modelo de pórtico se analiza mediante el software Etabs y se obtiene el diagrama de momento flector (a la cara del apoyo) y el diagrama de fuerza cortante (a “d” de la cara) de la viga en la figura 20 y 21 respectivamente.

Este pórtico se encuentra trabajando, básicamente, por cargas de gravedad y con solicitaciones sísmicas pequeñas; por lo tanto, se está obviando aquellas solicitaciones, con lo cual predomina la combinación de carga constituida solo por las cargas de gravedad:

$$U1 = 1.4 * Cm + 1.7 * Cv$$

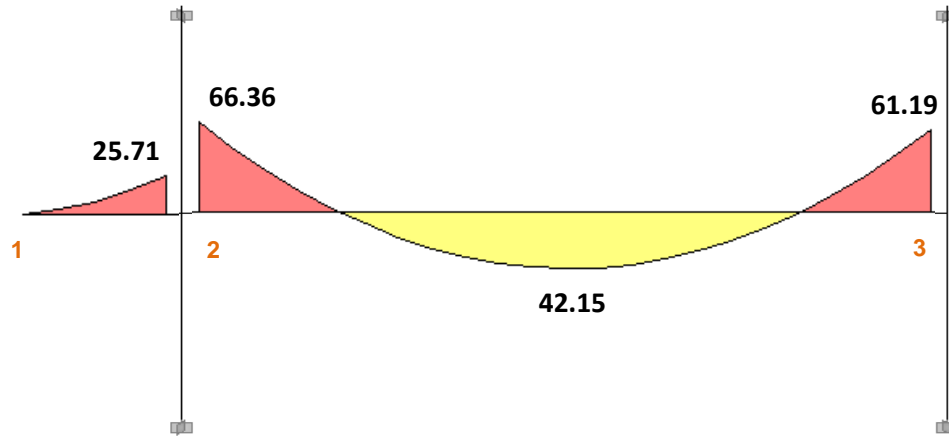


Figura 20. Diagrama de momento flector  $M_u$  (tonxm).

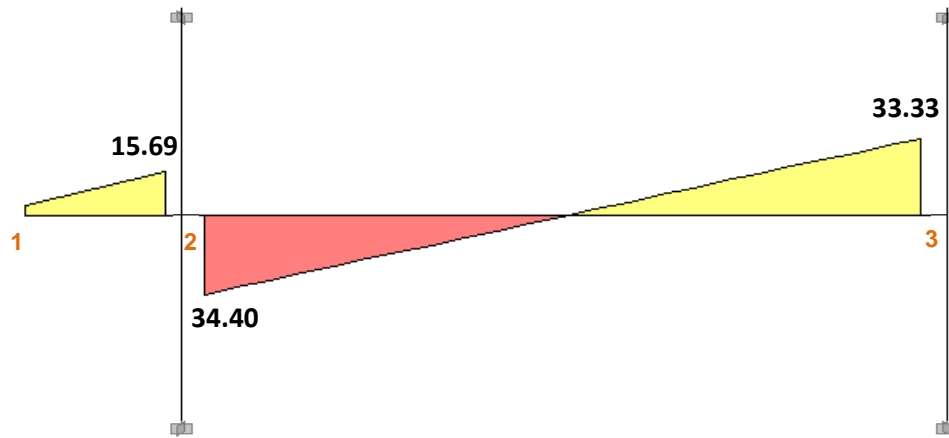


Figura 21. Diagrama de fuerza cortante  $V_u$  (ton).

### Diseño por flexión

Con el diagrama de momentos flectores se definen las resistencias requeridas máximas, con lo cual se procede a realizar el diseño por flexión de la viga, la cual se muestra en la tabla 25.

Tabla 25. Diseño por flexión de la viga V-01.

$M_u$ (tonxm)	b (cm)	d (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Distribución
-25.71	35	54	13.75	$2\Phi 1'' + 1\Phi 1''$ (bastón)
-66.36	35	71	28.60	$2\Phi 1'' + 2\Phi 1''$ (bastones) + $2\Phi 1''$ (bastones)
-61.19	35	71	26.00	$2\Phi 1'' + 2\Phi 1''$ (bastones) + $2\Phi 3/4''$ (bastones)
42.15	35	71	17.09	$2\Phi 1'' + 3\Phi 3/4''$ (bastones)

### Refuerzo máximo y mínimo para la viga

Para obtener estos refuerzos se recurre a la referencia 3, en el cual indica la siguiente expresión para el refuerzo mínimo:

$$A_{smin} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y}$$

La viga V-01 cuenta con dos tramos donde el primero se encuentra entre los ejes 1 y 2 con una sección de 0.35x0.60m; mientras que el otro entre los ejes 2 y 3 con una sección de 0.35x0.80m; con ello, se tiene el siguiente refuerzo mínimo para cada tramo:

$$A_{smin_{1-2}} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 35 * 54}{4200} = 4.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin_{2-3}} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 35 * 71}{4200} = 6.00 \text{ cm}^2$$

Para el refuerzo máximo la NTE E.060 indica que no se debe exceder del 0.75% del acero balanceado; para ello, se emplea las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 A_{smax} &= 0.75 * A_{sb} & A_{sb} &= \frac{C_{cb}}{f_y} & C_{cb} &= 0.85 * f'c * b * ab & ab \\
 &= 0.588 * \beta_1 * d
 \end{aligned}$$

Con ello se tiene la siguiente expresión final:

$$A_{smax} = 0.75 * \frac{0.85 * f'c * b * 0.588 * \beta_1 * d}{f_y}$$

Entonces se tiene el refuerzo máximo para cada tramo.

$$A_{smax_{1-2}} = 0.75 * \frac{0.85 * 210 * 35 * 0.588 * 0.85 * 54}{4200} = 30.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax_{2-3}} = 0.75 * \frac{0.85 * 210 * 35 * 0.588 * 0.85 * 71}{4200} = 39.59 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se comprueba que el refuerzo obtenido para el diseño de la viga cumple con los límites exigidos por la Norma, pues es mayor que el refuerzo mínimo y menor que el máximo.

### Diseño por cortante

Del diagrama de fuerza cortante (figura 16) se obtiene las resistencias requeridas por corte en la viga. Para el primer tramo hay una fuerza de  $V_u=15.69\text{ton}$  y para el segundo, al ser las fuerzas en cada extremo similares, se toma la mayor  $V_u=34.40\text{ton}$  y se decide hacer un diseño simétrico por cortante.

Para el diseño por cortante se requiere saber la capacidad resistente del concreto por cortante para luego verificar si requerirá refuerzo (estribos); para ello, se empleará la siguiente expresión:

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

Como ejemplo detallado se diseñara el segundo tramo de la viga (0.35x0.80), la cual tiene la siguiente capacidad:

$$\phi V_{c_{2-3}} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 35 * 74 = 16.91 \text{ ton}$$

Se procede a verificar la necesidad de estribos.

$$\phi V_{c_{2-3}} < V_{u_{2-3}} = 34.40 \text{ ton se requiere estribos}$$

Donde la resistencia necesaria que debe portar los estribos será la siguiente:

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

$$V_s \geq \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{34.40 - 16.91}{0.85} = 20.58 \text{ ton}$$

Con ello se obtiene el espaciamiento de los estribos, el cual es calculado mediante la siguiente expresión, empleando estribos de 3/8”:

$$S = \frac{A_{sv} * f_y * d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 54}{20576} = 15.65 \text{ cm}$$

Sin embargo, se verifica el espaciamiento máximo según la referencia 3:

$$V_{smax} = 1.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$V_{smax} = 1.1 * \sqrt{210} * 35 * 74 = 41.29 \text{ ton} \geq V_s \text{ entonces}$$

$$S \leq 60 \text{ cm} \quad \text{o} \quad S \leq \frac{d}{2} = \frac{74}{2} = 37 \text{ cm}$$

Por lo tanto se tiene la siguiente distribución para un estribo de  $\Phi 3/8$ ”:

$$1@0.10, 11@0.15, 8@0.15, rto@0.35 \text{ m}$$

Del mismo modo se realiza el diseño para el primer tramo, con lo cual es suficiente con un refuerzo de 1 @ 0.10, rto @ 0.25; con ello, se tiene en la tabla 26 la distribución de estribos en ambos tramos de la viga.



**Tabla 26.** Distribución de estribos para el diseño por cortante.

	Tramo 1 - 2		Tramo 2 - 3	
	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha
<b>Vu (ton)</b>	4.87	15.69	34.40	33.33
<b><math>\Phi Vc</math> (ton)</b>	12.34	12.34	16.91	16.91
<b>Vs (ton)</b>	-	3.94	20.58	19.32
<b>S (cm)</b>	-	81.72	15.65	16.67
<b>Vs max (ton)</b>	-	30.13	39.61	39.61
<b>S max (cm)</b>	-	27.00	35.50	35.50
<b>Distribución</b>	-	1@0.10, rto@0.25	1@0.10, 11@0.15, 4@0.25. rto@0.35	1@0.10, 11@0.15, 4@0.25. rto@0.35

Cabe mencionar que los estribos por confinamientos brindarán suficiente resistencia por corte a la viga en la zona de confinamiento; sin embargo, fuera de esta zona el espaciamiento requerido es menor que el determinado por confinamiento; por lo tanto, se define un espaciamiento adecuado fuera de la zona de confinamiento, tal que se le proporcione resistencia adecuada a la viga antes las fuerzas cortantes.

En la figura 22 se muestra el diseño final de la viga V-01.

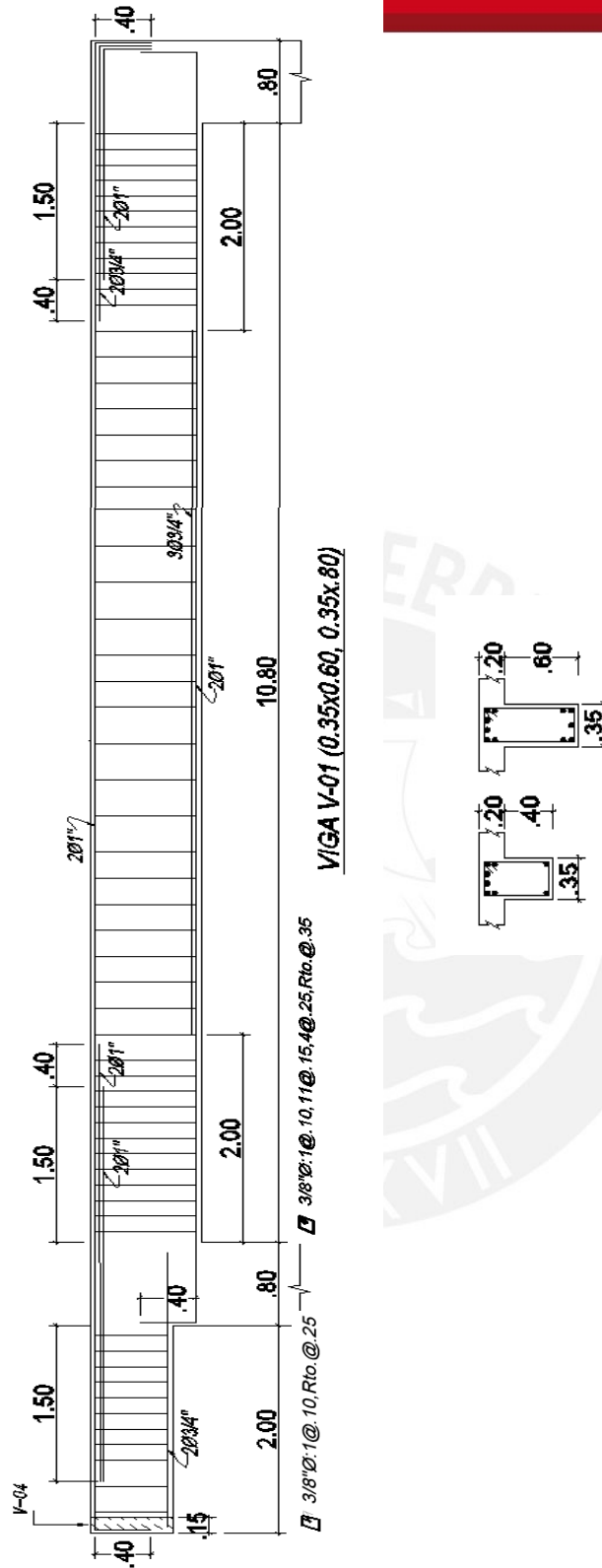
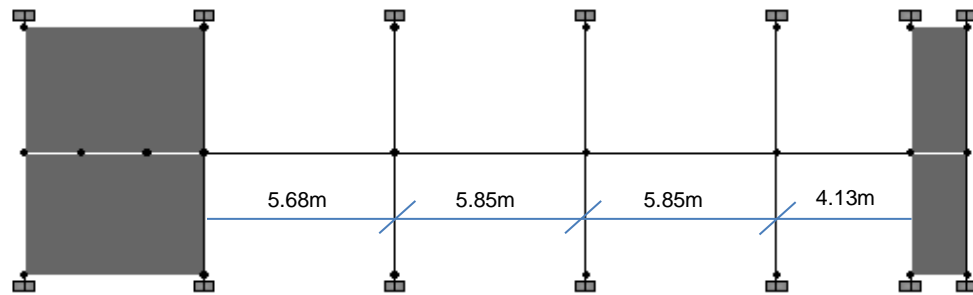


Figura 22. Armado de viga V-01 en piso típico.

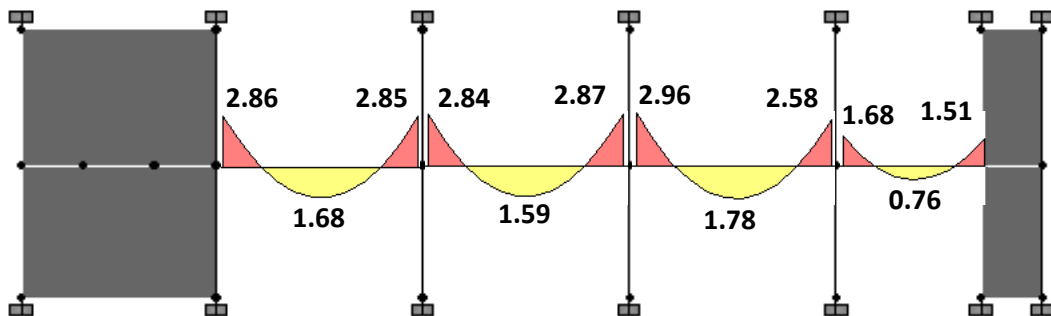
**Viga V-02 0.25x0.60m**

Esta viga se encuentra en el eje 3, la cual trabaja por cargas de gravedad, básicamente carga muerta, y por solicitaciones sísmicas. Para el análisis por cargas de gravedad se empleará el mismo método que para la viga anterior, es decir, se puede considerar empotrados los extremos lejanos de las columnas de ambos entrepisos como se muestra en el pórtico de la figura 23 con brazos rígidos a cada extremo para simular las placas PL-02 y PL-03 respectivamente.

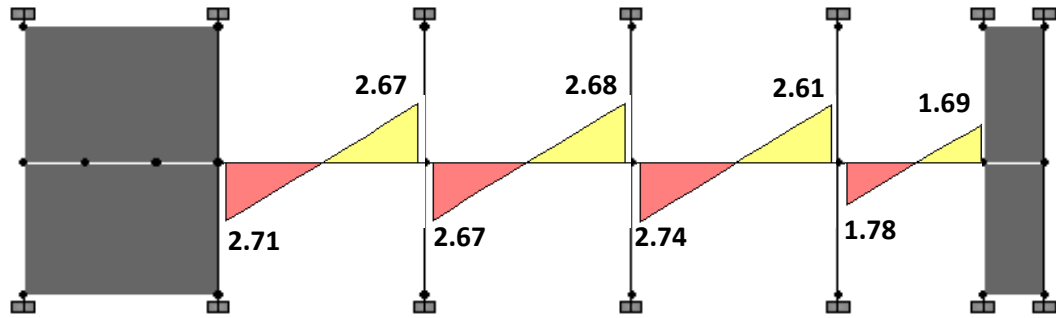


**Figura 23.** Modelo de viga según NTE para cargas de gravedad.

Con el modelo de pórtico se analiza mediante el software Etabs y se obtiene el diagrama de momento flector (a la cara del apoyo) y el diagrama de fuerza cortante (a “d” de la cara) de la viga en la figura 24 y 25 respectivamente.

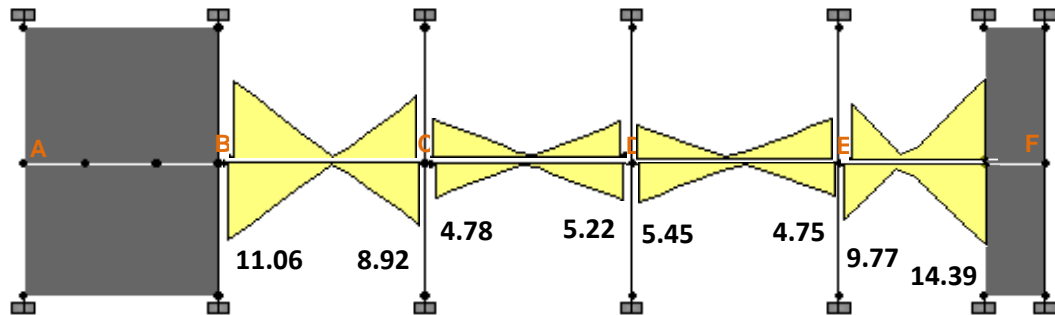


**Figura 24.** Diagrama de momento flector para cargas de gravedad (tonxm).

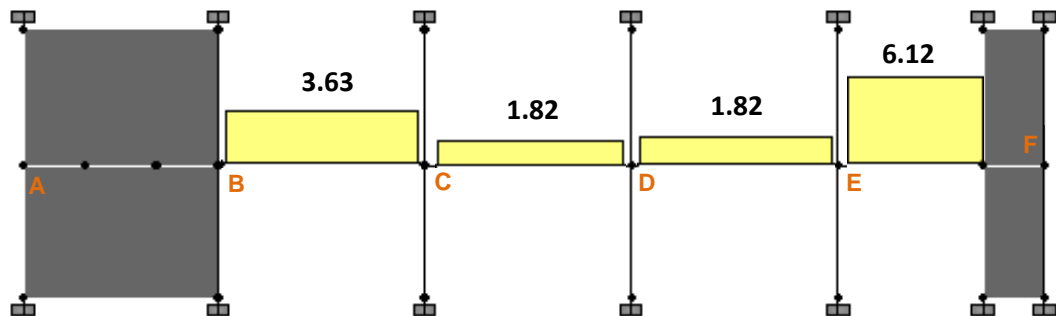


**Figura 25.** Diagrama de fuerza cortante para cargas de gravedad (ton).

Además, el mismo software se empleará para el análisis sísmico con lo cual se obtiene el diagrama de momento flector (a la cara del apoyo) y el diagrama de fuerza cortante (a “d” de la cara) de la viga en la figura 26 y 27 respectivamente



**Figura 26.** Diagrama de momento flector para sismo X-X (tonxm).



**Figura 27.** Diagrama de fuerza cortante para sismo X-X (ton).

### Diseño por flexión

Con los diagramas de momentos flectores se puede realizar las combinaciones de carga correspondientes según la NTE E.030, los cuales se muestran en la tabla 27.

**Tabla 27.** Combinaciones de carga para la viga V-02.

	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4	
	B	C	D		E		F	
<b>CM</b>	-2.90	-2.84	-2.87	-2.88	-2.96	-2.56	-1.72	-1.49
<b>CV</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>S</b>	11.06	8.92	4.78	5.22	5.45	4.75	9.77	14.39
<b>1.4CM+1.7CV</b>	-4.06	-3.98	-4.02	-4.03	-4.14	-3.58	-2.41	-2.09
<b>1.25(CM+CV)+S</b>	7.44	5.37	1.19	1.62	1.75	1.55	7.62	12.53
<b>1.25(CM+CV)-S</b>	-14.70	-12.41	-8.34	-8.82	-9.15	-7.95	-11.92	-16.25
<b>0.9CM+S</b>	8.45	6.36	2.20	2.63	2.79	2.45	8.22	13.05
<b>0.9CM-S</b>	-13.67	-11.48	-7.36	-7.81	-8.11	-7.05	-11.32	-15.73

Como se observa en la tabla anterior, la combinaciones de cargas predominantes son  $U_3=1.25*(CM+CV)-S$  y  $U_4=0.9*CM+S$ . Con las resistencias requeridas se procede a realizar el diseño de la viga por flexión mostrado en la tabla 28.

**Tabla 28.** Diseño por flexión de la viga V-02.

Mu (tonxm)	b (cm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Distribución
-14.70	25	51	7.72	2Φ5/8" + 2Φ5/8" (bastones)
-12.41	25	54	6.44	2Φ5/8" + 1Φ3/4" (bastón)
-8.34	25	54	4.24	2Φ5/8" + 1Φ3/4" (bastón)
-8.82	25	54	4.5	2Φ5/8" + 1Φ5/8" (bastón)
-9.15	25	54	4.67	2Φ5/8" + 1Φ5/8" (bastón)
-7.95	25	54	4.04	2Φ5/8" + 1Φ3/4" (bastón)
-11.92	25	54	6.17	2Φ5/8" + 1Φ3/4" (bastón)
-16.25	25	51	8.61	2Φ5/8" + 2Φ3/4" (bastones)
8.45	25	54	4.3	2Φ5/8" + 1Φ5/8" (bastón)
6.36	25	54	3.26	2Φ5/8"
2.20	25	54	3.26	2Φ5/8"
2.63	25	54	3.26	2Φ5/8"
2.79	25	54	3.26	2Φ5/8"
2.45	25	54	3.26	2Φ5/8" + 1Φ5/8" (bastón)
8.22	25	54	4.18	2Φ5/8" + 1Φ5/8" (bastón)
13.05	25	54	6.8	2Φ5/8" + 1Φ3/4" (bastón)

### Refuerzo máximo y mínimo para la viga

Para obtener estos refuerzos se recurre a la referencia 3, en el cual indica la siguiente expresión para el refuerzo mínimo:

$$A_{smin} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y}$$

La viga V-02 cuenta con cuatro tramos con una sección constante de 0.25x0.60m; con ello, se tiene el siguiente refuerzo mínimo para cada tramo:

$$A_{smin} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 25 * 51}{4200} = 3.1 \text{ cm}^2$$

Para el refuerzo máximo la NTE E.060 indica que no se debe exceder del 0.75% del acero balanceado; para ello, se emplea las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 A_{smax} &= 0.75 * A_{sb} & A_{sb} &= \frac{Ccb}{f_y} & Ccb &= 0.85 * f'c * b * ab & ab & \\
 &= 0.588 * \beta_1 * d & & & & & &
 \end{aligned}$$

Con ello se tiene la siguiente expresión final:

$$A_{smax} = 0.75 * \frac{0.85 * f'c * b * 0.588 * \beta_1 * d}{f_y}$$

Entonces se tiene el refuerzo máximo para cada tramo.

$$A_{smax} = 0.75 * \frac{0.85 * 210 * 25 * 0.588 * 0.85 * 51}{4200} = 20.3 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se comprueba que el refuerzo obtenido para el diseño de la viga cumple con los límites exigidos por la Norma, pues es mayor que el refuerzo mínimo y menor que el máximo.

Cabe mencionar que no se realizó el diseño por flexión en los centros de cada tramo, pues era suficiente con el refuerzo corrido asignado.

### Diseño por cortante

Debido a que esta viga estará sometida a la influencia sísmica se realizará el diseño por capacidad como lo indica la norma NTE E.060, pues se quiere que la viga tenga una falla dúctil antes que frágil. Como ejemplo se tiene el segundo tramo de la viga. Para ello, se inicia determinando el momento nominal de la viga con el acero proporcionado, sin considerar el acero a compresión.

$$\text{Para } A_s = 6.84 \text{ cm}^2 \text{ se tiene } M_n = 14.59 \text{ tonxm}$$

$$\text{Para } A_s = 4.00 \text{ cm}^2 \text{ se tiene } M_n = 8.76 \text{ tonxm}$$

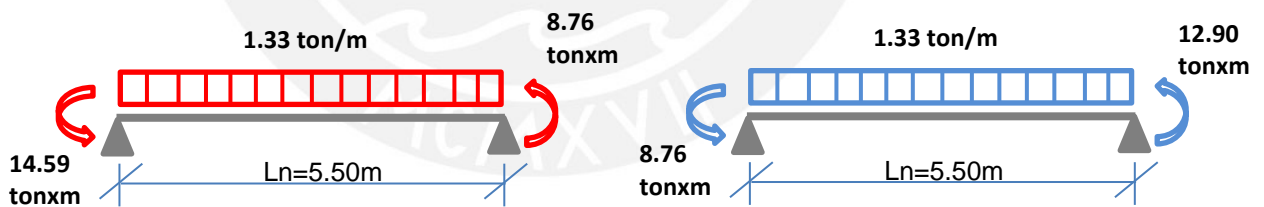
Luego se procede a determinar la carga distribuida que soportará la viga.

$$W = \text{Peso propio} + \text{piso terminado} + \text{muro albañilería} + \text{alero de concreto} + \text{viga de amarre}$$

$$W = 0.25 \times 0.60 \times 2.40 + 0.05 \times 0.25 + 1.80 \times 1.60 \times 0.15 + 0.50 \times 0.08 \times 2.4 + 0.15 \times 0.45 \times 2.40 = 1.06 \text{ ton/m}$$

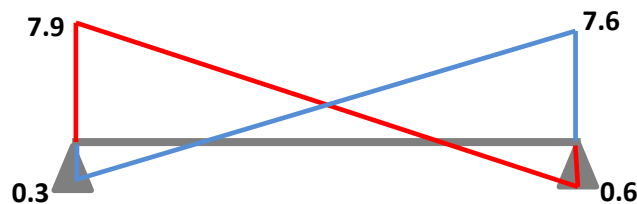
$$W_u = 1.25(W_m + W_v) = 1.25 * 1.06 = 1.33 \text{ ton/m}$$

Con los momentos nominales hallados y la carga última se desarrolla el modelo de viga para dos casos mostrados en la figura 28.



**Figura 28.** Diagrama de fuerzas de la viga V-02

Desarrollando el diagrama de fuerzas se puede obtener el diagrama de fuerzas cortante mostrado en la figura 29 para cada caso.



**Figura 29.** Diagrama de fuerza cortante de la viga V-02 (ton).



La fuerza cortante que se obtiene para el diseño es a “d” de la cara, la cual tiene un valor de 7.90 ton; sin embargo, la capacidad del concreto por corte se obtiene de la siguiente manera:

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

Lo cual indica que el concreto podrá resistir las fuerzas cortantes sin necesidad de estribos, pero esto no es posible, pues la viga necesitará obligatoriamente zonas de confinamiento que se detallarán a continuación.

Para ello, la NTE E.060 indica que primero se confinará en la zona a dos veces el peralte de la viga (2h) medido desde la cara, donde el espaciamiento mínimo será el menor de los siguientes casos:

- 1)  $d/4 = 54/4 = 13.5\text{cm}$ , pero no menor que 15cm
- 2)  $10db = 10 * 1.59 = 15.9\text{cm}$
- 3)  $24de = 24 * 0.95 = 22.9\text{cm}$
- 4) 30cm

De los casos anteriores se observa que el que predomina es el primero y estarán distribuidos en la zona de confinamiento de 1.20m ( $2h=2*0.60\text{m}$ ). Además la Norma también indica que para la zona restante de la viga se colocarán estribos a no más de la mitad del peralte efectivo ( $0.5d$ ); por lo tanto se tiene la siguiente distribución para un estribo de  $\Phi 3/8$ ”:

$$1@0.05, 8@0.15, rto@25m$$

En la tabla 29 se procede a resumir la distribución de estribos para los cuatro tramos de la viga V-02. En ella se puede apreciar que para todos los tramos se tendrá una misma distribución, lo cual indica que en toda la viga mandará la zona de confinamiento.

**Tabla 29.** Distribución de estribos para la viga V-02.

	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4
Distribución	1@5, 8@15, rto@25cm	1@5, 8@15, rto@25cm	1@5, 8@15, rto@25cm	1@5, 8@15, rto@25cm

En la figura 30 se muestra el diseño final de la viga V-02.



### 6.3 Diseño de columna

Las columnas se diseñan por flexocompresión y por corte, además como las placas se llevan casi en su totalidad toda la fuerza cortante, las columnas trabajarán básicamente por cargas de gravedad.

#### Columna C-02 0.35x0.80m

#### Diseño por flexocompresión

Con la sección definida de la columna y estimando una distribución del refuerzo se obtiene el diagrama de interacción, el cual representa las combinaciones de carga axial y momento flector que podrá resistir la columna. En la tabla 30 se tiene las fuerzas actuantes sobre la columna C-02 (ver figura 31).

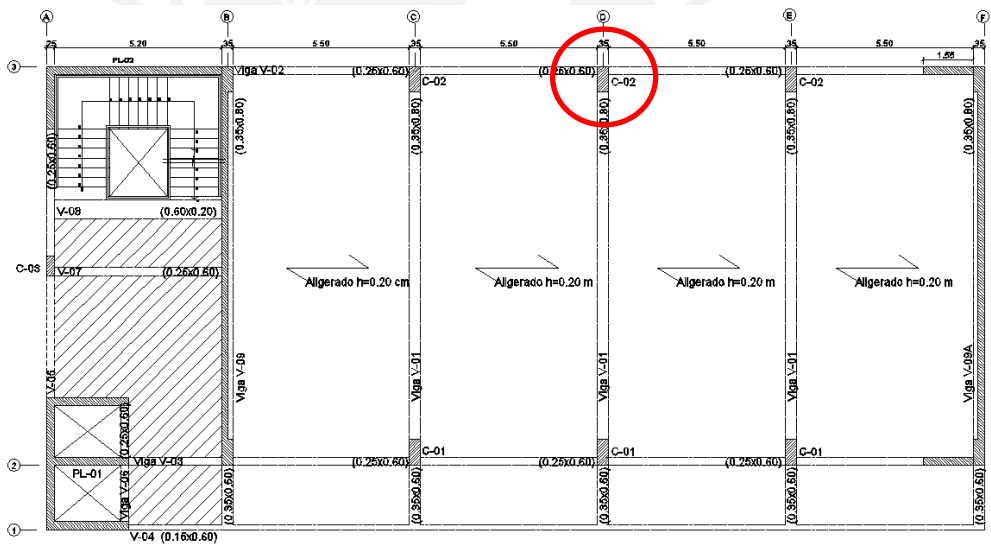


Figura 31. Columna C-02 para ejemplo de diseño.

Tabla 30. Fuerzas internas en la columna C-02.

	P	Vx-x (Ton)	Vy-y (Ton)	Mx-x (Tonxm)	My-y (Tonxm)
CM	-170.5	0.0	7.42	-15.95	0.0
CV	-35.0	0.0	4.42	-9.38	0.0
SIS XX	0.4	1.2	0.2	0.8	2.7
SIS YY	1.6	0.3	1.3	3.8	0.7

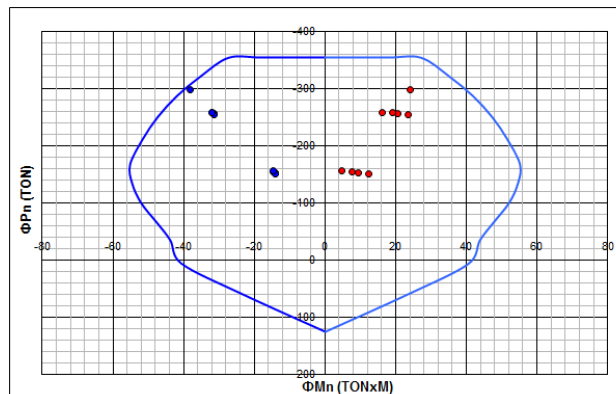
Donde  $M_x$ - $x$  es la dirección fuerte y  $M_y$ - $y$ , la dirección débil. Luego en la tabla 31 se tiene las combinaciones de carga, los cuales se verificarán que todos los puntos ( $M_u$ ,  $P_u$ ) se encuentran en el interior del diagrama de interacción.

**Tabla 31.** Combinaciones de fuerzas internas de la columna C-02.

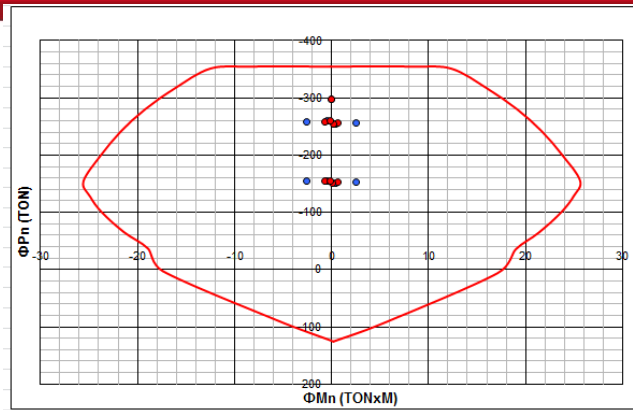
COMBINACIONES	P	V <sub>x-x</sub>	V <sub>y-y</sub>	M <sub>x-x</sub>	M <sub>y-y</sub>
<b>0.9CM +SISXX</b>	-152.2	1.1	6.9	-14.2	0.7
<b>0.9CM - SISXX</b>	-154.6	-1.1	6.5	-14.5	-0.7
<b>0.9CM +SISYY</b>	-151.1	0.2	8.0	-14.1	0.1
<b>0.9CM - SISYY</b>	-155.7	-0.2	5.4	-14.6	-0.1
<b>1.25(CM+CV) + SISXX</b>	-255.6	1.1	15.0	-31.5	0.7
<b>1.25(CM+CV) - SISXX</b>	-258.0	-1.1	14.6	-31.9	-0.6
<b>1.25(CM+CV) + SISYY</b>	-254.5	0.2	16.1	-31.4	0.2
<b>1.25(CM+CV) - SISYY</b>	-259.1	-0.2	13.5	-31.9	-0.1
<b>1.4CM + 1.7CV</b>	-298.1	0.0	17.9	-38.3	0.0

De la tabla anterior se puede apreciar que las columnas trabajan básicamente por cargas de gravedad; sin embargo, toman una pequeña parte de las solicitaciones sísmicas. Debido a que este pórtico se encuentra en la dirección Y-Y se puede comprobar que los momentos flectores en la dirección X-X son los predominantes.

Luego se procede a colocar el refuerzo en la columna. Como los refuerzos ubicados en las fibras más alejadas proporcionan mayor resistencia, entonces se colocarán fierros de mayor diámetro en estas. Se decide colocar  $3\Phi 3/4"$  en las fibras más alejadas y  $8\Phi 5/8"$  distribuidos en la sección de la columna. Con ello, se obtienen los siguientes diagramas de interacción, los cuales se muestran en las figuras 32 y 33 para la dirección X-X e Y-Y respectivamente.



**Figura 32.** Diagrama de interacción de C-02 para la dirección fuerte (X-X).



**Figura 33.** Diagrama de interacción de C-02 para la dirección débil (Y-Y).

En las figuras anteriores se aprecia que todos los puntos (Mu, Pu) se encuentran en el interior del diagrama de interacción para cada dirección, lo cual indica que la columna será capaz de resistir las cargas de gravedad y solicitaciones sísmicas.

### Diseño por corte

Para el caso de elementos sometidos a carga axial a compresión se puede determinar la resistencia del concreto mediante la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d * \left(1 + \frac{Nu}{140 * A_g}\right)$$

Donde:

Nu: carga axial última

Ag: área bruta de la sección

Entonces para la columna C-01 se tiene la siguiente resistencia por corte:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 35 * 74 * \left(1 + \frac{298100}{140 * 35 * 80}\right) = 29.8 \text{ ton}$$

Luego se determina la resistencia que debe proporcionar los estribos para el diseño por corte similar a lo utilizado para las vigas:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \qquad S = \frac{A_v * F_y * d}{V_s}$$

De la tabla 31 se obtiene la fuerza cortante última  $V_u=17.9\text{ton}$ ; sin embargo, según la NTE E.060 la fuerza cortante de diseño no debe ser menor que el menor valor obtenido de las siguientes expresiones:

$$1) V_u = \frac{M_{nsup} + M_{ninf}}{hn} \quad (\text{Diseño por Capacidad})$$

2) Fuerza cortante obtenida de amplificar el cortante de análisis sísmico por 2.5

La segunda fuerza cortante se obtiene de las combinaciones de cargas de diseño con un factor de amplificación para valores de sismo igual a 2.5. Entonces se obtiene para cada expresión las siguientes fuerzas cortantes:

$$1) V_u = \frac{26 + 26}{0.7 \times 2.95} = 25.18 \text{ ton}$$

$$2) V_{umax} = 1.25(7.42 + 4.42) + 2.5 \times 1.3 = 18.05 \text{ ton}$$

Donde 1.3 se obtiene del valor para el sismo en Y-Y.

De lo anterior se puede verificar que la fuerza cortante de diseño es  $V_u=25.18\text{ton}$ ; sin embargo, esta es menor que la resistencia del concreto por corte; con ello, se verifica que solo se necesitará estribos para evitar el pandeo de barras. Para ello, se necesita colocar estribos cerrados en cada extremo de la columna en una longitud  $L_o$  desde la cara del nudo, el cual no debe ser menor que el mayor entre (a), (b) y (c):

a) Una sexta parte de la luz libre del elemento = 49cm

b) La mayor dimensión de la sección transversal del elemento = 80cm

c) 50cm

Además el espaciamiento  $S_o$  de los estribos no debe exceder al menor entre (d), (e) y (f):

d) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro = 15cm

e) Mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento = 18cm

f) 10cm

El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no debe exceder al menor valor entre (g), (h) e (i).

g) 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro = 30.5cm

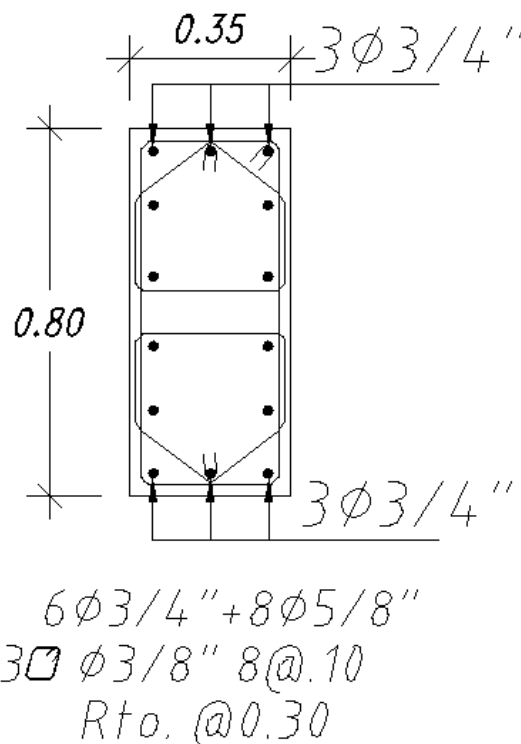
h) La menor dimensión de la sección transversal = 35cm

h) 30cm

Por lo tanto, se decide a emplear estribos de 3/8" con la siguiente distribución de ellos:

8@0.10, Rto. @0.30

En la figura 34 se muestra el armado de la columna C-02 con la distribución de estribos.



**Figura 34.** Armado de columna C-02.



### 6.4 Diseño de placas

Las placas, similar a las columnas, se diseñan por flexocompresión y por corte, además estas se llevan casi en su totalidad la fuerza cortante producida por las sollicitaciones sísmicas.

#### Placa PL-03

#### Diseño por flexocompresión

Con la sección definida de la placa y estimando una distribución del refuerzo se obtiene el diagrama de interacción, el cual representa las combinaciones de carga axial y momento flector que podrá resistir la columna. En la tabla 32 se tiene las fuerzas actuantes sobre la placa PL-03, la cual se encuentra en la parte derecha de la planta con una longitud de 11.0 m y un ancho de 0.20 m. (ver figura 35).

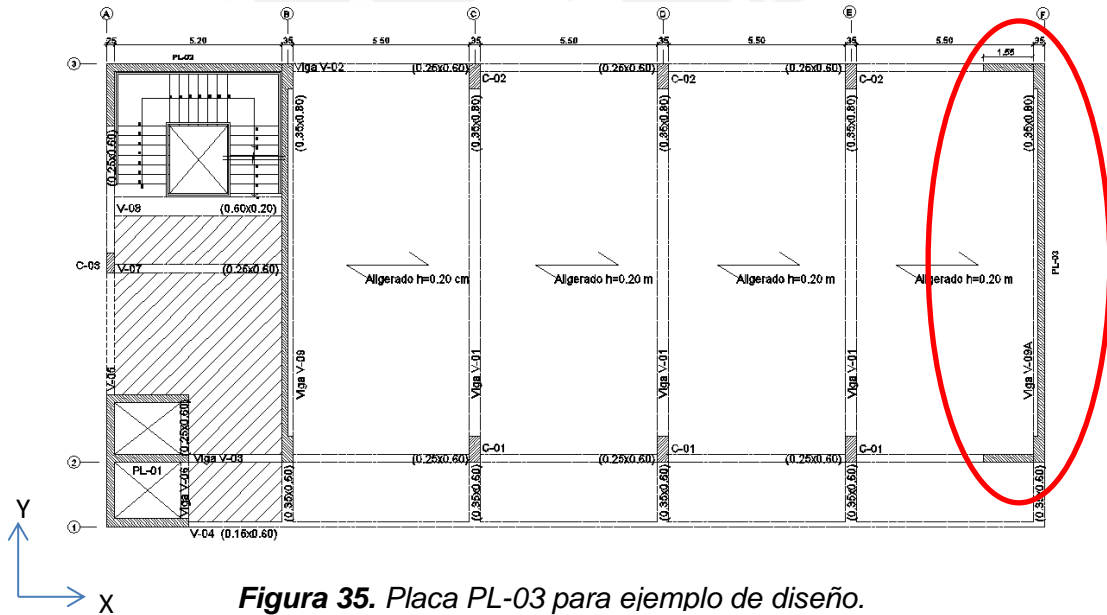


Figura 35. Placa PL-03 para ejemplo de diseño.

Para el sismo X-X aparece  $M_{y-y}$

Para el sismo Y-Y aparece  $M_{x-x}$

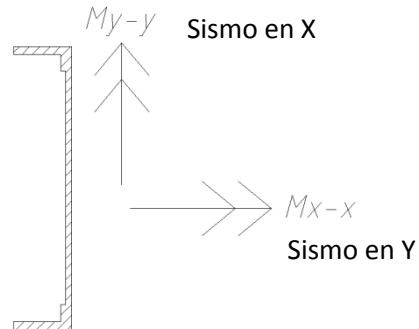


Figura 36. Momentos vectoriales.

**Tabla 32.** Fuerzas internas en la placa PL-03.

	<b>P</b>	<b>Vx-x (Ton)</b>	<b>Vy-y (Ton)</b>	<b>Mx-x (Tonxm)</b>	<b>My-y (Tonxm)</b>
<b>CM</b>	-421.3	-1.6	-2.2	-268.2	-2.2
<b>CV</b>	-78.6	-0.2	-0.8	-114.1	-1.7
<b>SIS XX</b>	65.7	60.6	61.7	1421.0	371.7
<b>SIS YY</b>	7.6	10.7	258.9	3991.2	52.3

Luego en la tabla 33 se tiene las combinaciones de carga, los cuales se verificarán que todos los puntos ( $M_u$ ,  $P_u$ ) se encuentran en el interior del diagrama de interacción.

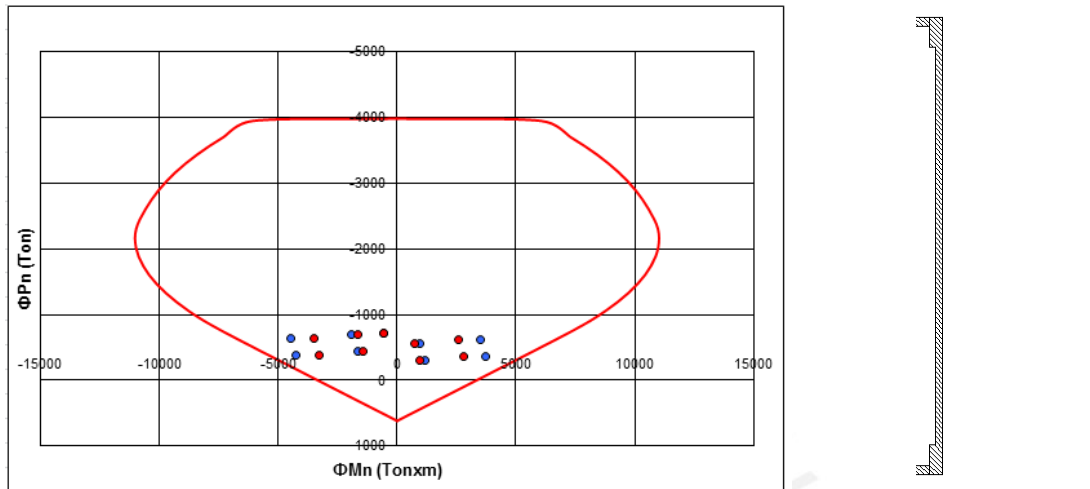
**Tabla 33.** Combinaciones de carga de la placa PL-03.

<b>COMBINACIONES</b>	<b>P</b>	<b>Vx-x</b>	<b>Vy-y</b>	<b>Mx-x</b>	<b>My-y</b>
<b>0.9CM +SISXX</b>	-313.4	59.2	59.7	1179.6	369.7
<b>0.9CM - SISXX</b>	-444.9	-62.0	-63.7	-1662.3	-373.6
<b>0.9CM +SISYY</b>	-371.6	9.2	257.0	3749.9	50.3
<b>0.9CM - SISYY</b>	-386.7	-12.1	-260.9	-4232.6	-54.3
<b>1.25(CM+CV) + SISXX</b>	-559.2	58.3	58.0	943.1	366.8
<b>1.25(CM+CV) - SISXX</b>	-690.7	-62.9	-65.4	-1898.8	-376.5
<b>1.25(CM+CV) + SISYY</b>	-617.4	8.4	255.2	3513.4	47.4
<b>1.25(CM+CV) - SISYY</b>	-632.5	-12.9	-262.7	-4469.1	-57.1
<b>1.4CM + 1.7CV</b>	-723.5	-2.6	-4.4	-569.5	-6.0

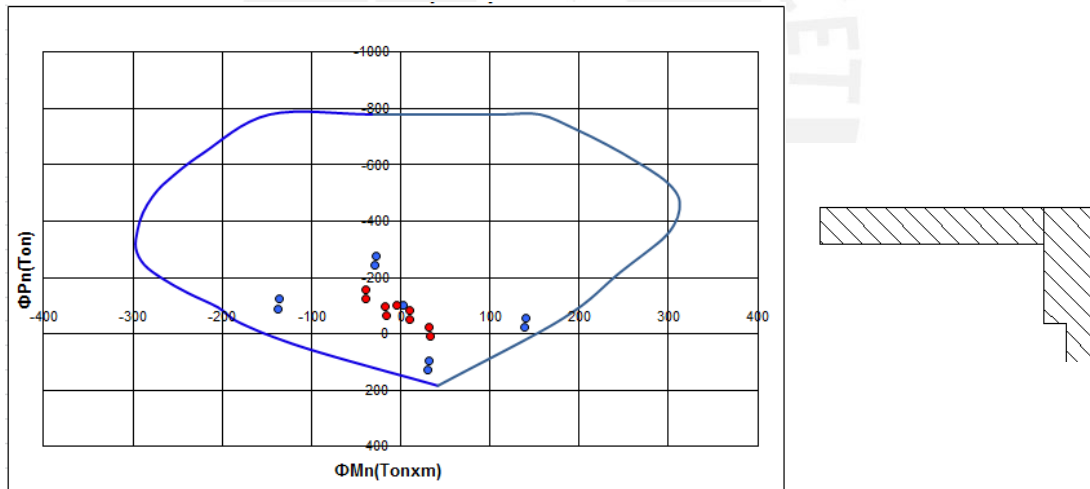
De la tabla anterior se puede apreciar que las placas trabajan, tanto por cargas de gravedad como sísmicas. Debido a que esta placa se encuentra en la dirección Y-Y, y que tomarán gran parte de las solicitaciones sísmicas en esa dirección se puede comprobar que los momentos flectores en la dirección X-X son los predominantes.

Para obtener un mayor brazo de palanca y con ello un mayor momento resistente nominal en las placas se colocan refuerzos longitudinales de mayor diámetro en los extremos de la sección transversal de la placa, estas zonas se la conoce como núcleos de las placas, las cuales estarán confinados con estribos cerrados similares a las columnas. Fuera de los núcleos se encuentra el alma de la placa, la cual lleva acero distribuido verticalmente en toda la sección de la placa. Además se colocará refuerzo horizontal, tal que con el aporte del concreto pueda resistir las fuerzas cortantes en las placas.

Entonces se colocan núcleos en los extremos con refuerzos similares a una columna; por lo tanto, para una sección de 0.35x0.80m se refuerza con 10 $\Phi$ 5/8" distribuidos en la sección del núcleo. Con ello, se obtienen los siguientes diagramas de interacción, los cuales se muestran en las figuras 37 y 38 para la dirección X-X e Y-Y respectivamente.



**Figura 37.** Diagrama de interacción del alma de PL-03 para la dirección fuerte (X-X).



**Figura 38.** Diagrama de interacción del ala de PL-03 para la dirección débil (Y-Y).

En las figuras anteriores se aprecia que todos los puntos ( $M_u$ ,  $P_u$ ) se encuentran en el interior del diagrama de interacción para cada dirección, lo cual indica que la placa será capaz de resistir las cargas de gravedad y solicitaciones sísmicas importantes. Cabe mencionar que para el diseño de la placa, con el momento vectorial Y-Y, se ha considerado una de las alas; por lo tanto el diagrama de interacción mostrado en la figura 38 pertenece al ala de la placa del eje 3.

### Diseño por corte

Para el caso de placas se puede determinar la resistencia al corte del concreto mediante la siguiente expresión:

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

Según la NTE E.060, para  $h_m/l_m = 22.50/12.40 = 1.81$  que se encuentra entre 1.5 y 2.0, el coeficiente  $\alpha_c$  será igual a  $\alpha_c=0.63$ . Entonces para la placa PL-03 se tiene la siguiente resistencia por corte para la dirección Y-Y:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.63 * \sqrt{210} * 20 * 1215 = 188.57 \text{ ton}$$

Luego se determina la resistencia que debe proporcionar los estribos para el diseño por corte similar a lo utilizado para las vigas. De la tabla 33 se obtiene la fuerza cortante última  $V_u=262.7\text{ton}$  (dirección Y-Y); sin embargo, según la NTE E.060 la fuerza cortante de diseño debe ser ajustada a la capacidad en flexión de la placa para evitar la falla frágil antes que dúctil; por lo tanto, se amplificará la cortante del análisis ( $V_u$ ) por un factor. La fuerza cortante amplificada se determina mediante la siguiente expresión:

$$V_{ua} = V_u \left( \frac{M_n}{M_u} \right) = 262.7 \left( \frac{6500}{0.7 * 3514} \right) = 693.53 \text{ ton}$$

Esta amplificación se realizará hasta una altura igual al mayor entre (a), (b) y (c):

- a) La longitud del muro
- b)  $M_u/4V_u$
- c) La altura de los dos primeros pisos

$$V_s = \frac{V_{ua} - \phi V_c}{\phi} = 594 \text{ ton}$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} * f_y} = \frac{594000}{1215 * 20 * 4200} = 0.0058$$

Entonces para  $V_{ua}=594\text{ton}$  bastará colocar refuerzo horizontal de dos capas con  $\phi 1/2''@0.20\text{m}$  ( $\rho_h=0.0064$ ). Luego para el refuerzo vertical distribuido, el cual depende del refuerzo horizontal, se determina de la siguiente manera:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left( 2.5 - \frac{H}{L} \right) * (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left( 2.5 - \frac{22.50}{12.40} \right) * (0.0064 - 0.0025) = 0.0038 \geq 0.0025$$

Llevará una distribución de refuerzo vertical igual al refuerzo horizontal, dos capas con  $\Phi 1/2''@0.20m$ . El mismo procedimiento se aplica para el diseño por corte para la dirección X-X.

En la figura 39 se muestra el armado de la placa PL-03 con la distribución de estribos.

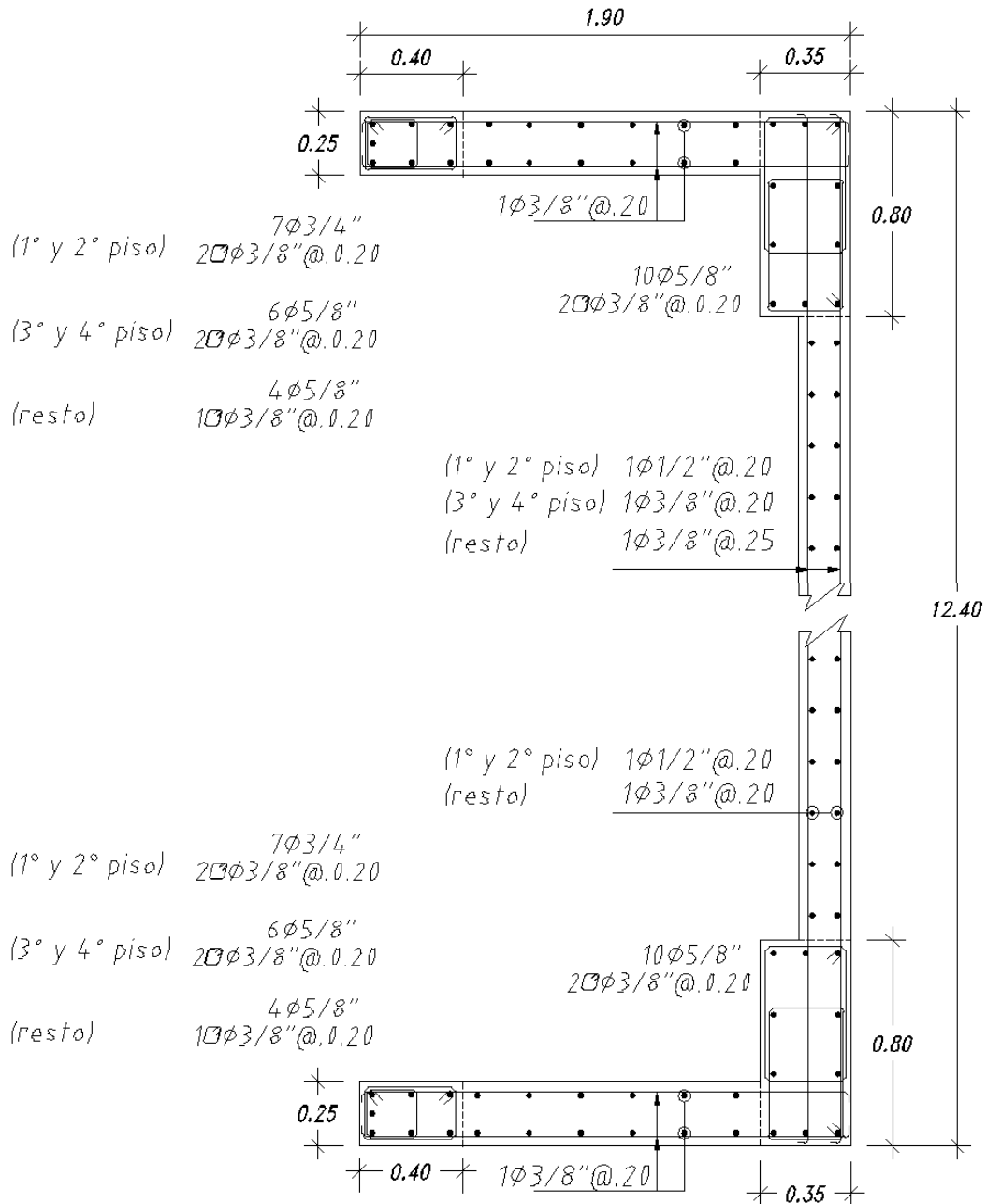


Figura 39. Armado de placa PL-03.

## 6.5 Diseño de cimentación

La cimentación es la parte de la estructura que se ubica por debajo de las columnas o placas con el objetivo de poder transmitir al suelo una presión que sea menor o igual a la capacidad admisible del terreno.

Los estudios de mecánica de suelo determinarán a que profundidad se debe cimentar y cuál es la capacidad admisible del terreno; algunas veces esta capacidad es dependiente de la forma y ancho de la zapata, pero en la vida práctica muchas veces se define un valor de capacidad admisible que servirá para que el proyectista estructural encuentre el área de la zapata requerida.

Para este trabajo se tiene un esfuerzo admisible de 4.00 kg/cm<sup>2</sup> y una profundidad de cimentación de 1.50m.

Para el cálculo de la presión que se transmite al suelo se utilizará la distribución lineal de presiones dada por la siguiente expresión.

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

Se debe verificar que los resultados de la expresión anterior sean siempre positivos, pues un valor negativo no es admitido, ya que indicaría que el suelo trabajaría en tracción.

Si sucediera el caso de obtener valores negativos, el cálculo de presión transmitida al suelo se determinará mediante la distribución de presiones establecidas por Meyerhof, el cual indica una distribución lineal calculada mediante la siguiente expresión:

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

Como ejemplo de diseño de zapatas se realizarán para la columna C-01 y la placa PL-03.

### Zapata Z-01

La zapata Z-01 pertenece a la base de la columna C-01, la cual trabaja básicamente por cargas de gravedad. En la tabla 34 se muestra las fuerzas internas en la base de la columna.

**Tabla 34.** Fuerzas internas en la base de la columna C-01.

			<b>Mx-x</b>	<b>My-y</b>
<b>Pm</b>	198.00	<b>Mm</b>	8.92	0.01
<b>Pv</b>	83.00	<b>Mv</b>	5.34	0.02
<b>Psx/1.25</b>	0.30	<b>Msx/1.25</b>	0.61	2.14
<b>Psy/1.25</b>	1.25	<b>Msy/1.25</b>	3.01	0.54

De la tabla anterior se puede apreciar que los momentos flectores predominantes se darán en la dirección vectorial X-X. Entonces para la columna cuya dimensión es de 0.35x0.80m y las cargas axiales por gravedad se obtiene un área requerida de la zapata, la cual se calcula adicionando a la carga axial el peso de la zapata, el cual está en el orden del 5% para suelos rígidos y castigando el esfuerzo admisible del suelo por un factor de 0.9 como se muestra a continuación:

$$A = \frac{P}{\sigma} = \frac{1.05 * (198 + 83)}{40 * 0.9} = 8.20 \text{ m}^2$$

Con el área requerida se puede determinar las dimensiones de la zapata, la cual si fuera cuadrada sería de 2.90x2.90m; sin embargo, para tener volados iguales tanto en X como en Y, debe haber una diferencia de longitudes similar a la diferencia de las dimensiones de la sección de la columna (0.80-0.35=0.45m); con ello, se verifica que se cumplan las dos condiciones ( $B \times L > 8.18\text{m}^2$  y  $L - B = 0.45\text{m}$ ), lo cual llevaría a tener una zapata de 2.70x3.10m.

Luego se procede a calcular  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ , considerando los momentos flectores para las cargas de gravedad y se debe verificar que ambas no sean mayores que  $\sigma_{\text{admisible}}$  y que  $\sigma_2$  sea positivo.

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

$$\sigma_1 = \frac{1.05 * (198 + 83)}{2.7 * 3.10} + \frac{6 * (8.92 + 5.34)}{2.7 * 3.10^2} = 38.55 < 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \text{ OK}$$



$$\sigma_2 = \frac{1.05 * (198 + 83)}{2.7 * 3.10} - \frac{6 * (8.92 + 5.34)}{2.7 * 3.10^2} = 31.95 < 0 \quad \text{OK}$$

Luego se procede a calcular  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ , considerando los momentos flectores para las cargas de gravedad y las solicitaciones sísmicas, debiendo verificar que ambas no sean mayores que  $\sigma_{admissible}$  y que  $\sigma_2$  sea positivo. La NTE E.060 indica que se puede trabajar con un 30% más del  $\sigma_{admissible}$  cuando trabaje con sismo.

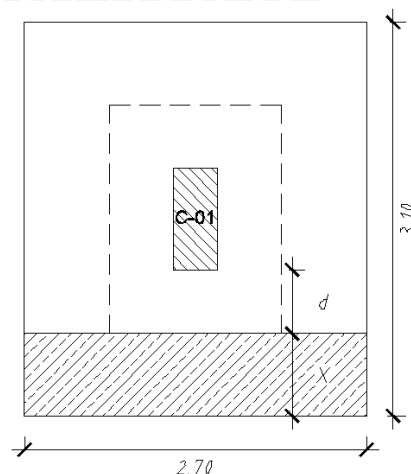
$$\sigma_1 = \frac{1.05 * (198 + 83) + 1.56}{2.7 * 3.10} + \frac{6 * (8.92 + 5.34 + 3.76)}{2.7 * 3.10^2} = 39.6 < 52 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \text{OK}$$

$$\sigma_2 = \frac{1.05 * (198 + 83) + 1.56}{2.7 * 3.10} - \frac{6 * (8.92 + 5.34 + 3.76)}{2.7 * 3.10^2} = 31.3 < 0 \quad \text{OK}$$

Al cumplir con las verificaciones anteriores se concluye que la zapata será de 2.7x3.1m. Habiendo encontrado las dimensiones de la zapata, luego se procede al diseño por concreto armado. Los elementos estructurales tienen flexión y corte, y en el caso de zapatas tienen una posible falla denominada cortante en dos direcciones (punzonamiento).

### Verificación por corte

Para este diseño se debe dimensionar el “d” de la zapata, de tal modo que se analice a “d” de la cara de la columna para cada dirección. En la figura 40 se puede mostrar la sección en la cual se debe analizar para la dimensión L de la zapata.



**Figura 40.** Análisis por corte para la dimensión L (3.10m).

La cortante a “d” de la cara de la columna se determina mediante la siguiente expresión:

$$Vu = (\sigma u - Ppu) * B * X$$

Donde:

$\sigma u$ : esfuerzo ultimo sobre el terreno

B: ancho de la zapata

X: longitud de análisis de la cortante =  $(L-0.8)/2-d$

En la tabla 35 se presentan las combinaciones de carga con las fuerzas internas ultimas obtenidas de ellas, además se tiene el esfuerzo ultimo sobre el terreno.

**Tabla 35.** Combinaciones de fuerzas internas en la base de la columna C-01.

	<b>Pu</b>	<b>Mux-x</b>	<b>Muy-y</b>	<b><math>\sigma u</math></b>
<b>1.4CM+1.7CV</b>	418.30	21.57	0.05	<b>57.46</b>
<b>1.25(CM+CV)+Sx</b>	351.62	18.59	2.71	48.41
<b>1.25(CM+CV)+Sy</b>	352.81	21.59	0.72	49.25
<b>1.25(CM+CV)-Sx</b>	350.88	17.07	-2.63	47.96
<b>1.25(CM+CV)-Sy</b>	349.69	14.07	-0.65	47.12
<b>0.9CM+Sx</b>	178.57	8.79	2.68	24.43
<b>0.9CM+Sy</b>	179.76	11.79	0.69	25.28
<b>0.9CM-Sx</b>	177.83	7.27	-2.66	23.99
<b>0.9CM-Sy</b>	176.64	4.27	-0.67	23.15

Se puede apreciar que no hubiera sido necesario calcular las demás combinaciones de carga, pues para esta columna predomina las cargas por gravedad con un esfuerzo ultimo de  $\sigma u=55.07$  ton/m<sup>2</sup>. Con ello se podrá tener la siguiente cortante de diseño:

$$Vu = (57.46) * 2.7 * \left( \frac{3.1 - 0.8}{2} - d \right)$$

Esta cortante se debe comparar con la capacidad resistente del concreto por corte, el cual se calcula de la siguiente manera:

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 2.7 * d * 10$$

Para determinar “d” se debe cumplir lo siguiente:

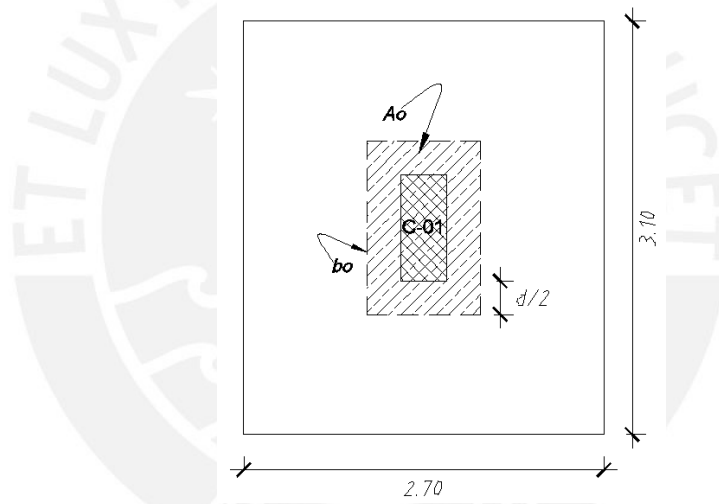
$$Vu < \phi Vc$$

$$(55.07) * 2.7 * \left( \frac{3.1 - 0.8}{2} - d \right) < 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 2.7 * d$$

De la expresión anterior se logra obtener  $d=0.56\text{m}$ . Además se debe verificar que se cumpla lo mismo para la otra dirección; sin embargo, en este caso al tener volados iguales la cortante será la misma.

### Verificación por punzonamiento

Para esta verificación se debe dimensionar el “d” de la zapata, de tal modo que se analice a “d/2” de la cara de la columna. En la figura 41 se puede mostrar la sección en la cual se debe analizar.



**Figura 41.** Análisis por punzonamiento.

La cortante a “d/2” de la cara de la columna se determina mediante la siguiente expresión:

$$Vu = (\sigma_u - Ppu) * (B * L - Ao)$$

Y la capacidad resistente del concreto por corte se calcula de la siguiente manera:

$$\phi Vc = 0.85 * 1.1 * \sqrt{210} * bo * d * 10$$

Donde:

$\sigma_u$ : esfuerzo ultimo sobre el terreno

B: ancho de la zapata

L: largo de la zapata

$A_o$ : área de análisis del punzonamiento =  $(0.35 + d) \times (0.80 + d)$

$b_o$ : perímetro de análisis del punzonamiento =  $(0.35 + 0.80 + 2d)$

Para determinar “d” se debe cumplir lo siguiente:

$$V_u < \phi V_c$$

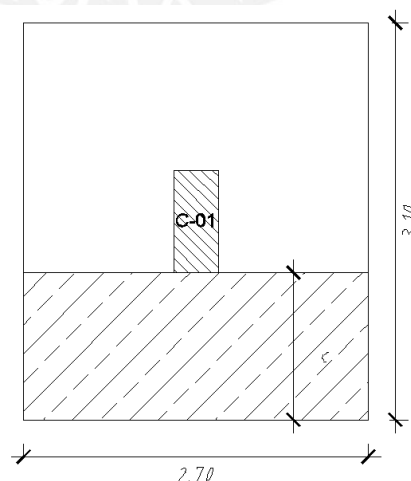
$$V_u = (57.46) * (2.7 * 3.1 - (0.35 + d) * (0.80 + d))$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * \sqrt{210} * (0.35 + 0.80 + 2d) * d * 10$$

De lo anterior se logra obtener  $d=0.63\text{m}$ . Este valor es el que predomina, pues para la verificación por corte se obtuvo un valor menor; por lo tanto, queda definido la altura de la zapata  $h=0.65+0.1=0.75\text{m}$ .

### Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se debe determinar el momento flector a la cara de la columna; es decir, en la sección mostrada en la figura 42.



**Figura 42.** Análisis por flexión.

Se recomienda trabajar con un ancho unitario de un metro, es decir no se empleara el ancho  $B=2.70m$ ; por lo tanto, se puede determinar el momento flector a la cara de la columna para un ancho unitario mediante la siguiente expresión.

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

Donde:

c: volado de análisis por flexión =  $(3.10-0.80)/2 = 1.15m$

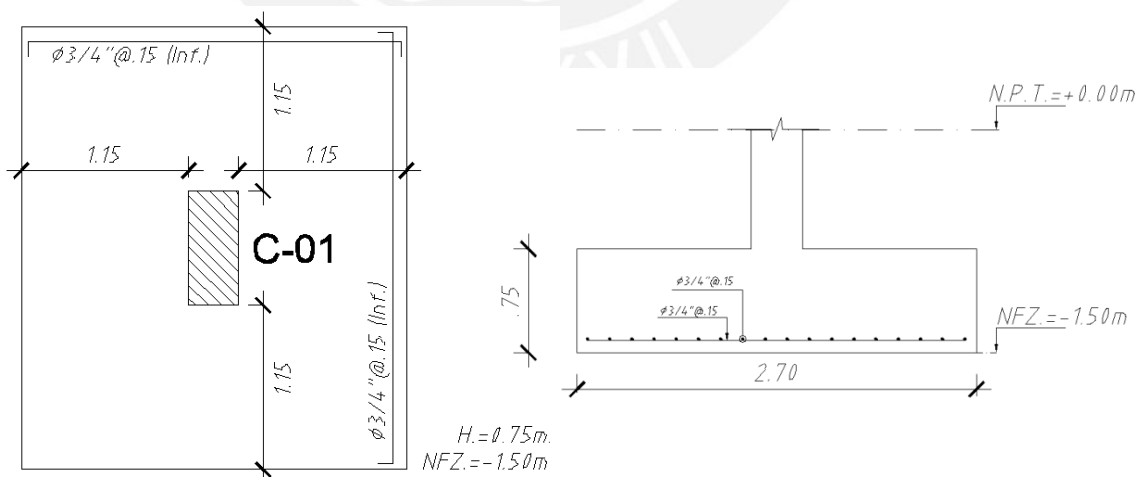
Entonces el momento flector de diseño es el siguiente:

$$Mu = 57.46 * \frac{1.15^2}{2} = 38 \frac{ton * m}{m}$$

Luego para  $b=100cm$ ,  $d=65cm$  y  $Mu=38tonxm/m$  se requiere de  $As=17.34cm^2$  para el refuerzo, lo cual empleando fierro de  $\Phi 3/4"$  se distribuirá refuerzo a cada  $0.15m$ , además se debe verificar con el refuerzo mínimo:

$$Asmin = 0.0018 * b * d = 0.0018 * 100 * 65 = 11.7cm^2 < As \quad \mathbf{OK}$$

El refuerzo distribuido será similar para cada dirección, pues se tienen volados iguales. En la figura 43 se presenta el armado de la zapata Z-01.



**Figura 43.** Armado de la zapata Z-01.

### Zapata Z-04

La zapata Z-04 pertenece a la base de la placa PL-01, la cual trabaja por cargas de gravedad y sollicitaciones sísmicas. En la tabla 36 se muestra las fuerzas internas en la base de la columna.

**Tabla 36.** Fuerzas internas en la base de la placa PL-03.

			<b>Mx-x</b>	<b>My-y</b>
<b>Pm</b>	272.39	<b>Mm</b>	40.45	3.60
<b>Pv</b>	36.13	<b>Mv</b>	15.35	4.06
<b>Psx/1.25</b>	73.60	<b>Msx/1.25</b>	172.47	716.66
<b>Psy/1.25</b>	42.34	<b>Msy/1.25</b>	856.53	182.50

De la tabla anterior se puede apreciar que existen momentos flectores importantes en ambas direcciones; sin embargo, se ignorará la flexión biaxial, es decir, cuando el sismo actúe en la dirección X-X solo se considerará el momento flector My-y y para el sismo en Y-Y, el momento flector Mx-x.

Entonces para la placa y las cargas axiales por gravedad se obtiene un área requerida de la zapata, la cual se calcula adicionando a la carga axial el peso de la zapata, el cual está en el orden del 5% para suelos rígidos y castigando el esfuerzo admisible del suelo por un factor de 0.9 como se muestra a continuación:

$$A = \frac{P}{\sigma} = \frac{1.05 * (272.39 + 36.13)}{40 * 0.9} = 8.99 \text{ m}^2$$

De lo anterior se puede determinar que considerando solo cargas de gravedad se necesita un área mayor a 8.99m<sup>2</sup> para que los esfuerzos en el suelo no superen el admisible; es decir, una zapata cuadrada de 3.0x3.0m; sin embargo, estas dimensiones no ocupan toda la sección de la zapata; por ello, se decide tomar una sección de 4.90x6.50m para la zapata, considerando que esta toma momentos sísmicos importantes.

Luego se procede a calcular  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ , considerando los momentos flectores para las cargas de gravedad y se debe verificar que ambas no sean mayores que  $\sigma_{\text{admisible}}$  y que  $\sigma_2$  sea positivo.

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

$$\sigma_1 = \frac{1.05 * (272.39 + 36.13)}{4.90 * 6.50} + \frac{6 * (40.45 + 15.35)}{4.90 * 6.50^2} = 37.50 < 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \text{ OK}$$

$$\sigma_2 = \frac{1.05 * (272.39 + 36.13)}{4.90 * 6.50} - \frac{6 * (40.45 + 15.35)}{4.90 * 6.50^2} = 22.55 < 0 \text{ OK}$$

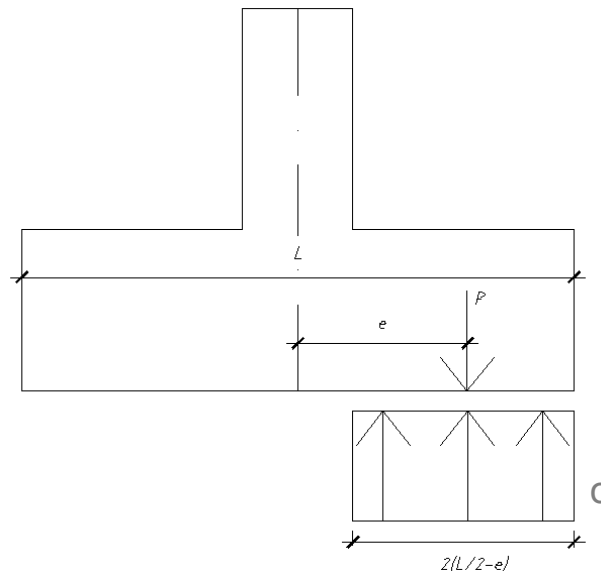
Luego se procede a calcular  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ , considerando los momentos flectores para las cargas de gravedad y las solicitaciones sísmicas, debiendo verificar que ambas no sean mayores que  $\sigma_{\text{admisible}}$  y que  $\sigma_2$  sea positivo. La NTE E.060 indica que se puede trabajar con un 30% más del  $\sigma_{\text{admisible}}$  cuando trabaje con sismo. Como ejemplo se determinará  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  para el sismo en la dirección Y-Y.

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

$$\sigma_1 = \frac{1.05 * (272.39 + 36.13) + 42.34}{4.90 * 6.50} + \frac{6 * (40.45 + 15.35 + 856.53)}{4.90 * 6.50^2} = 39 < 52 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \text{ OK}$$

$$\sigma_2 = \frac{1.05 * (272.39 + 36.13) + 42.34}{4.90 * 6.50} - \frac{6 * (40.45 + 15.35 + 856.53)}{4.90 * 6.50^2} = -15 < 0 \text{ NO}$$

Al no cumplir con las verificaciones anteriores se procede a utilizar la distribución lineal de presiones establecidas por Meyerhof (ver figura 44).



**Figura 44.** Distribución lineal de presiones de Meyerhof.

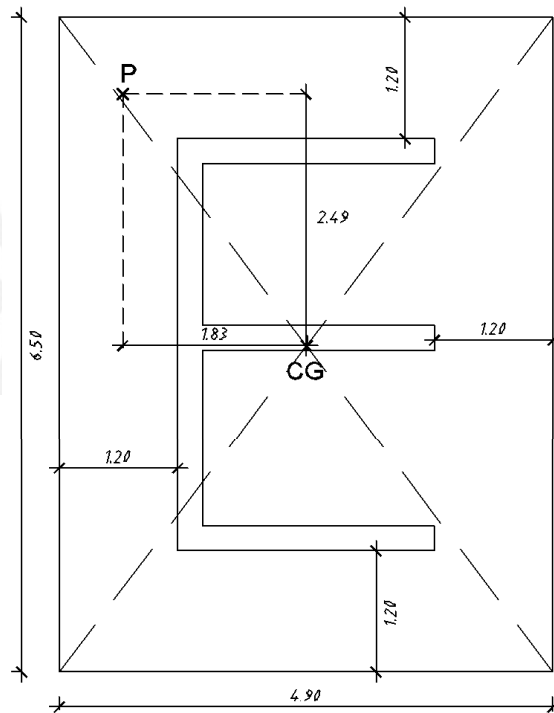
Entonces se procede a determinar las excentricidades para cada dirección de análisis.



$$e_x = \frac{3.6 + 4.06 + 716.66}{1.05 * (272.39 + 36.13) + 73.6} = 1.83m$$

$$e_y = \frac{40.45 + 15.35 + 856.53}{1.05 * (272.39 + 36.13) + 42.34} = 2.49m$$

Se asumirá que las fuerzas internas en la base de la placa actúan en el centro de gravedad de la misma y esta se hará coincidir con el centro de gravedad de la zapata, lo cual se puede observar en la figura 45.



**Figura 45.** Esquema de la zapata Z-04.

Luego se aplica la fórmula de Meyerhof para distribución lineal de presiones presentadas al inicio del capítulo y se obtiene los siguientes valores:

$$\sigma_x = \frac{397.14}{2 * 6.5 * \left(\frac{4.9}{2} - 1.83\right)} = 49.27 \frac{ton}{m^2} < 52 \frac{ton}{m^2} \quad \text{OK}$$

$$\sigma_y = \frac{366.29}{2 * 4.9 * \left(\frac{6.5}{2} - 2.49\right)} = 49.18 \frac{ton}{m^2} < 52 \frac{ton}{m^2} \quad \text{OK}$$

Para el diseño se puede trabajar amplificando la presión máxima en el suelo por un factor igual de 1.25.

$$\sigma_u = 49.27 * 1.25 = 61.60 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Habiendo encontrado las dimensiones de la zapata, luego se procede al diseño por concreto armado. Los elementos estructurales tienen flexión y corte, y en el caso de zapatas tienen una posible falla denominada cortante en dos direcciones (punzonamiento).

### Verificación por corte

Para este diseño se debe dimensionar el “d” de la zapata, de tal modo que se analice a “d” de la cara de la placa para cada dirección como lo realizado en la zapata Z-01.

La cortante a “d” de la cara de la columna se determina mediante la siguiente expresión:

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

Para simplificar los cálculos se procede a asumir un valor para  $d=0.60\text{m}$ . Entonces se obtiene los siguientes valores:

$$\sigma_u = 61.60 \text{ ton/m}^2$$

$$B = 4.9 \text{ m}$$

$$X = 0.60 \text{ m}$$

$$V_u = (61.60) * 4.9 * (0.60) = 181.10 \text{ ton}$$

Esta cortante se debe comparar con la capacidad resistente del concreto por corte, el cual se calcula de la siguiente manera:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 4.9 * 0.60 * 10 = 191.93 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi V_c \quad \mathbf{OK}$$

Además se debe verificar que se cumpla lo mismo para la otra dirección; sin embargo, en este caso al tener volados iguales la cortante será la misma.

### Verificación por punzonamiento

Para esta verificación se debe dimensionar el “d” de la zapata, de tal modo que se analice a “d/2” de la cara de la placa como lo realizado para la zapata Z-01. La cortante a “d/2” de la cara de la columna se determina mediante la siguiente expresión:

$$V_u = (\sigma_u - P_{pu}) * (B * L - A_o)$$

Y la capacidad resistente del concreto por corte se calcula de la siguiente manera:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * \sqrt{210} * b_o * d * 10$$

Se estima los siguientes valores con d=0.60 utilizado en la verificación por corte:

$$\sigma_u = 61.60 \text{ ton/m}^2$$

$$B = 4.90 \text{ m}$$

$$L = 6.50 \text{ m}$$

$$A_o = 7.30 \text{ m}^2$$

$$b_o = 24.90 \text{ m}$$

$$V_u = (61.60) * (4.90 * 6.50 - 7.30) = 1512.28 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * \sqrt{210} * (24.90) * 0.60 * 10 = 2024.28 \text{ ton}$$

Se verifica la siguiente condición:

$$V_u < \phi V_c \quad \mathbf{OK}$$

Por lo tanto, queda definido la altura de la zapata  $h=0.60 + 0.10=0.70\text{m}$ .

### Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se debe determinar el momento flector a la cara de la placa. Se recomienda trabajar con un ancho unitario de un metro, es decir no se empleara el ancho  $B=4.90\text{m}$ ; por lo tanto, se puede determinar el momento flector a la cara de la placa para un ancho unitario mediante la siguiente expresión.

$$M_u = \sigma_u * \frac{c^2}{2}$$

Donde:

$$c = 1.20 \text{ m}$$

$$\sigma_u = 61.60 \text{ ton/m}^2$$

Entonces el momento flector de diseño es el siguiente:

$$M_u = 61.60 * \frac{1.20^2}{2} = 44.35 \frac{\text{ton} * \text{m}}{\text{m}}$$

Luego para  $b=100\text{cm}$ ,  $d=61\text{cm}$  y  $M_u=44.35 \text{ tonxm/m}$  se requiere de  $A_s=20.38\text{cm}^2$  para el refuerzo, lo cual empleando fierro de  $\Phi 3/4"$  se distribuirá refuerzo a cada  $0.15\text{m}$ , además se debe verificar con el refuerzo mínimo:

$$A_{smin} = 0.0018 * b * d = 0.0018 * 100 * 61 = 10.98\text{cm}^2 < A_s \quad \mathbf{OK}$$

El refuerzo distribuido será similar para cada dirección, pues se tienen volados iguales.

En la figura 46 se presenta el armado de la zapata Z-04.

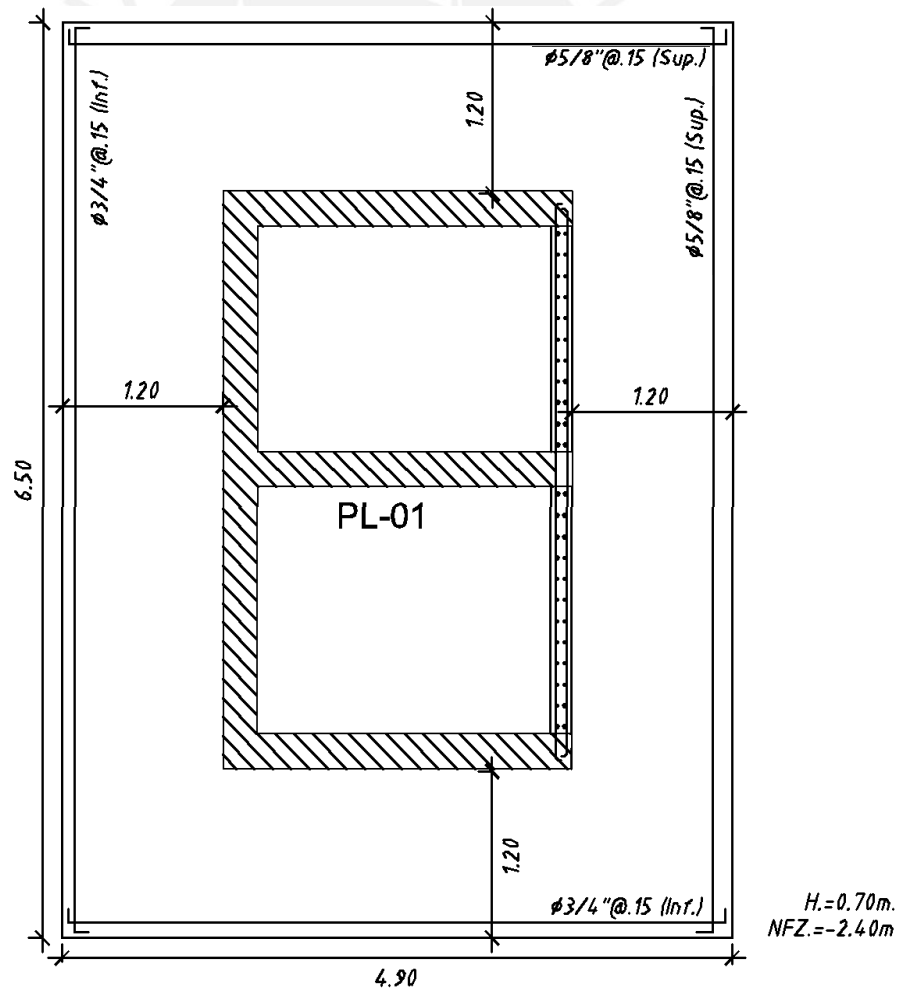


Figura 46. Armado de la zapata Z-04.

## 6.6 Diseño de otros elementos

### Escalera

Las escaleras son los elementos que sirven para unir los diferentes niveles de una edificación, permitiendo el transporte de personas. En la gran mayoría de los casos se comporta como una losa armada en una dirección. Al ser losas, son elementos sometidos a flexión y cortante.

Toda escalera tiene una parte inclinada y una o varias horizontales donde se ubica el descanso o el apoyo de llegada o de partida. En la zona inclinada se tienen: el paso, el contrapaso y la garganta. Como se definió anteriormente en el predimensionamiento, esta escalera tendrá una garganta de 20cm y las medidas del paso y contrapaso están definidas en los planos de arquitectura

Como ejemplo se diseñará el segundo tramo de la escalera, la cual se muestra en la figura 47.

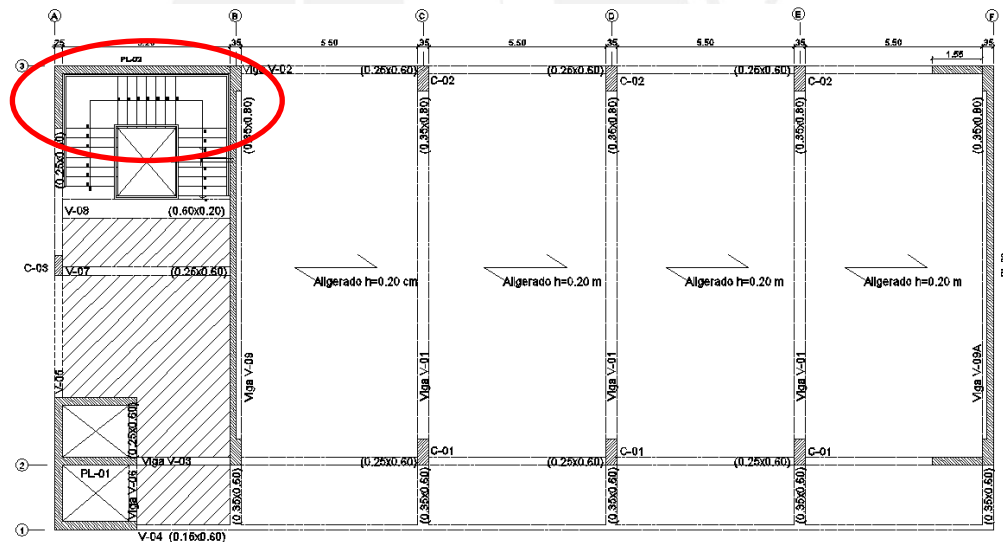


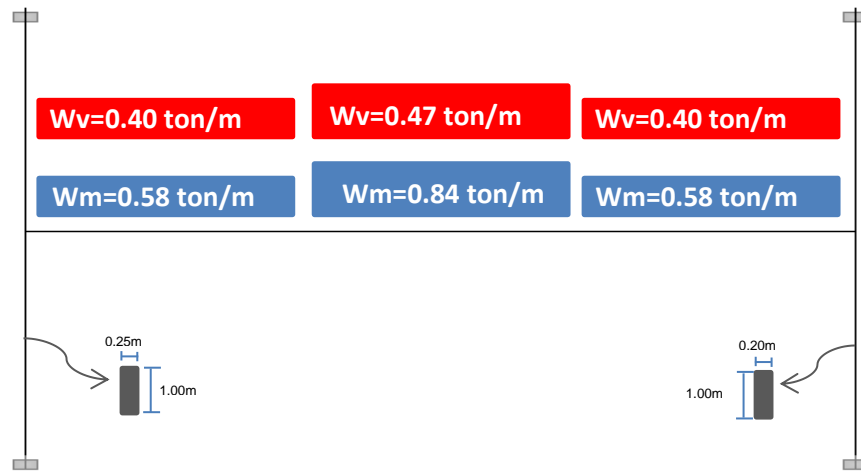
Figura 47. Segundo tramo de escalera.

Para el análisis se modela un pórtico en el cual los apoyos están a cargo de la placa PL-02. Además a lo largo del pórtico se dividirá en tres zonas, las cuales consisten en lo siguiente: las dos extremas estarán los descansos y la zona central es la parte inclinada de la escalera. A continuación se presenta el metrado de cargas para este tramo en la tabla 37.

**Tabla 37.** Metrado cargas del segundo tramo de la escalera.

	Descripción	Operación	Zona extrema izquierda	Zona central	Zona extrema derecha	Unid
<b>CM</b>	Losa (h = 20cm)	0.2 x 2.4 x 1	0.48		0.48	Ton/m
	Piso terminado	0.1 x 1	0.10		0.10	Ton/m
	Losa inclinada	$\frac{0.2 \times 2.4 \times 1.0}{\cos 32}$		0.57		Ton/m
	Piso terminado inclinado	$\frac{0.10 \times 1.0}{\cos 32}$		0.12		Ton/m
	Peso dientes	$\frac{0.30 \times 0.175 \times 1.0}{0.3 \times 2}$		0.15		Ton
	<b>Wm</b>			<b>0.58</b>	<b>0.84</b>	<b>0.58</b>
<b>CV</b>	Escalera	0.40 x 1.0	0.40		0.40	Ton/m
	Escalera	$\frac{0.40 \times 1.0}{\cos 32}$		0.47		Ton/m
	<b>Wv</b>			<b>0.40</b>	<b>0.47</b>	<b>0.40</b>

Con ayuda del pórtico de la figura 48 se puede realizar el análisis por cargas de gravedad y realizar posteriormente el diseño.



**Figura 48.** Pórtico de modelado del segundo tramo de la escalera.

En la tabla 38 se muestra el resumen del diseño obtenido para cada sección.

**Tabla 38.** Diseño por flexión del segundo tramo de la escalera.

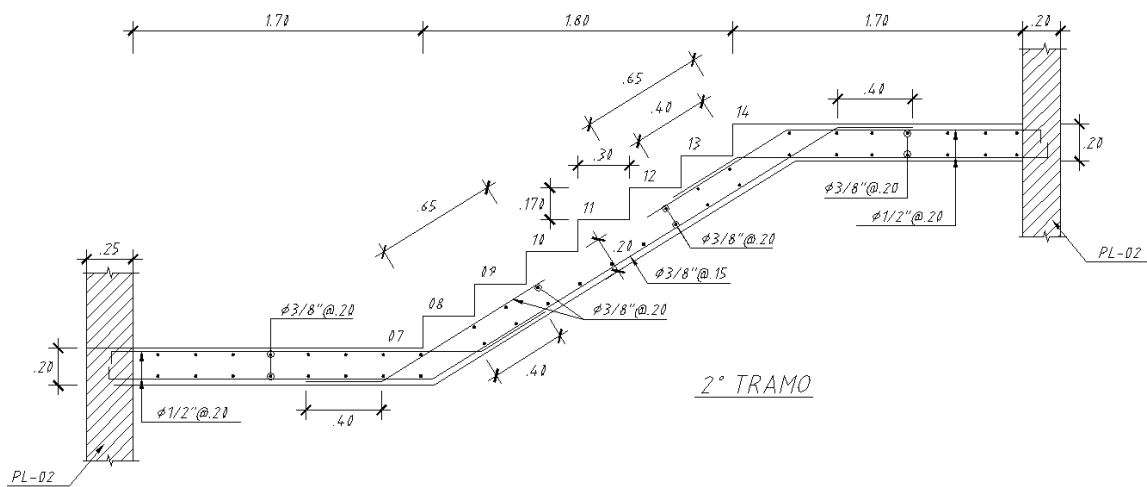
Mu (tonxm)	b (cm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Distribución
-3.65	100	17	5.92	1Φ1/2" @ 0.20m
-3.35	100	17	5.42	1Φ1/2" @ 0.20m
2.53	100	17	4.05	1Φ3/8" @ 0.15m

Para el diseño por corte se procede a verificar que la resistencia del concreto en cada sección sea mayor que la solicitación, pues la cortante será tomada en su totalidad solo por el concreto; para ello, se tiene la capacidad de corte del concreto, la cual se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 12.2 \text{ ton}$$

La fuerza cortante máxima obtenida del análisis es Vu=3.0ton, la cual es menor que la capacidad del concreto obtenida (12.2 ton); por lo tanto, se concluye que el concreto tendrá la capacidad suficiente para resistir las fuerzas cortantes en la escalera. En la figura 49 se presenta el diseño en corte del segundo tramo de la escalera.



**Figura 49.** Armado del segundo tramo de la escalera.



## 7. METRADO DE CONCRETO Y ACERO

El metrado del concreto y del acero de refuerzo realizado se utiliza para indicar las incidencias en los distintos elementos estructurales del edificio. Asimismo se completó el metrado total de la estructura para tener el ratio global de los materiales utilizados con respecto al área total construida. A continuación se presenta el resumen del metrado de los elementos y las incidencias mencionadas.

<b>AREA TOTAL CONSTRUIDA</b>	2454 m <sup>2</sup>
<b>CIMENTACIÓN</b>	
Acero:	6362.7 kg
Concreto:	115.0 m <sup>3</sup>
Incidencia de acero sobre el concreto:	55.4 kg/m <sup>3</sup>
Incidencia del acero sobre el área techada:	2.6 kg/m <sup>2</sup>
<b>COLUMNAS</b>	
Acero:	7956.9 kg
Concreto:	43.0 m <sup>3</sup>
Incidencia de acero sobre el concreto:	185.0 kg/m <sup>3</sup>
Incidencia del acero sobre el área techada:	3.2 kg/m <sup>2</sup>
<b>PLACAS</b>	
Acero:	19572.1 kg
Concreto:	268.5 m <sup>3</sup>
Incidencia de acero sobre el concreto:	72.9 kg/m <sup>3</sup>
Incidencia del acero sobre el área techada:	8.0 kg/m <sup>2</sup>
<b>VIGAS</b>	
Acero:	18629.9 kg
Concreto:	150.1 m <sup>3</sup>
Incidencia de acero sobre el concreto:	124.1 kg/m <sup>3</sup>
Incidencia del acero sobre el área techada:	7.6 kg/m <sup>2</sup>

**LOSA ALIGERADA**

Acero:	7663.9 kg
Concreto:	147.8 m <sup>3</sup>
Incidencia de acero sobre el concreto:	51.8 kg/m <sup>3</sup>
Incidencia del acero sobre el área techada:	3.1 kg/m <sup>2</sup>

**LOSA MACIZA**

Acero:	2143.7 kg
Concreto:	46.6 m <sup>3</sup>
Incidencia de acero sobre el concreto:	46.0 kg/m <sup>3</sup>
Incidencia del acero sobre el área techada:	0.9 kg/m <sup>2</sup>

Para todo el edificio en el cual se incluye el resto de elementos que se encontrarán en la estructura.

Acero:	63274.3 kg
Concreto:	796.6 m <sup>3</sup>
Incidencia de acero sobre el concreto:	79.4 kg/m <sup>3</sup>
Incidencia del acero sobre el área total construida:	25.8 kg/m <sup>2</sup>
Incidencia del concreto sobre el área total construida:	0.32 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>

## 8. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Los criterios para el predimensionamiento de los elementos estructurales son recomendaciones propuestas por experiencias del autor; sin embargo, está en el criterio del ingeniero decidir si aquellas dimensiones son adecuadas o si se debería modificar, pues una sección muy conservadora produciría un sobre costo en la estructura. Además se pudo apreciar que el predimensionamiento de la placa no tuvo parámetros para comparar, con lo cual, a conclusión personal, no se volvería a realizar aquella recomendación para el predimensionamiento, debido a su poca utilidad.

A pesar de los efectos de torsión en planta de la estructura se comprobó que el edificio califica como una estructura regular, pues esta cumple con todos los límites estipulados en la NTE E.030 para las irregularidades; sin embargo, se hubiese mejorado si la densidad de placas hubiese sido parecidas tanto en el lado izquierdo como el derecho de la planta, con lo cual se hubiera obtenido un periodo similar al análisis traslacional para el sismo actuante en la dirección Y-Y.

Los efectos de torsión en planta de la estructura producidos por el desplazamiento del centro de rigidez con respecto al centro de masa, como se observó en este trabajo, hicieron que se tenga un mayor factor de amplificación para las fuerzas internas por solicitaciones sísmicas y posteriormente se reflejó en el refuerzo de los elementos estructurales.

Los periodos obtenidos en el análisis sísmico indican que se tiene una estructura muy rígida en la dirección Y-Y. Esto se debe a la presencia de importantes placas (PL-02 y PL-03), las cuales aportan la rigidez lateral del edificio en aquella dirección. En cambio, en la dirección X-X se tiene una estructura más flexible, debido a una menor concentración de placas, las cuales se encuentran entre los ejes A y B; para este caso los pórticos de los ejes 2 y 3 también proporcionan rigidez lateral al edificio en esta dirección.

Adicionalmente al análisis estático y dinámico con tres grados de libertad por piso se realizó un análisis traslacional, en el cual se pudo observar las consecuencias producidas por la torsión en planta de la estructura, la cual incide en el factor para escalar las fuerzas internas de las solicitaciones sísmicas y posteriormente en la cortante basal de la estructura.

Debido a la distribución de placas en la dirección Y-Y se pudo comprobar que las grandes placas ubicadas se llevan gran parte las solicitaciones sísmicas en esa dirección, con lo cual se obtuvo tres grandes pórticos, los cuales trabajaban básicamente por cargas de gravedad y no fue necesario un análisis sísmico para su diseño, pues solo se encontrarían fuerzas internas despreciables.

Para los pórticos centrales, los cuales trabajan básicamente por cargas de gravedad, se verificó las deflexiones por cargas de servicio, pues estas presentan luces considerables debidas a las características arquitectónicas. Sin embargo, se verificó que las deflexiones son menores que las admisibles por Norma de lo contrario se hubiera compensado con contraflechas.

Todos los elementos estructurales del edificio fueron diseñados con la condición de evitar una falla frágil antes que una dúctil. Esto se logra proporcionando una resistencia por corte mayor que por flexión en los elementos estructurales. Con ello, se puede garantizar que en las vigas, columnas y muros de corte se generen rótulas plásticas, las cuales permiten que se agote la resistencia total de las secciones de los elementos diseñados.

La estructura al encontrarse ubicado en el interior de una universidad, la cual tiene áreas comunes para estacionamiento, no contó con sótanos. Además al no presentar edificaciones vecinas adyacentes no hubo la necesidad de colocar zapatas excéntricas con vigas de cimentaciones.

## REFERENCIA BIBLIOGRÁFICAS

1. Apuntes del curso de Concreto Armado 2  
2014
2. BLANCO BLASCO, Antonio  
1994 Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Segunda Edición. Lima:
3. OTTAZZI PAZINO, Gianfranco  
2012 Apuntes del curso de Concreto Armado 1. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú. Departamento de Ingeniería. Sección Ingeniería Civil.
4. MUÑOZ, Alejandro  
2013 Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú. Departamento de Ingeniería. Sección Ingeniería Civil.
5. SENSICO  
2006 Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica de Edificación E.020 "Cargas".
6. SENSICO  
2006 Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica de Edificación E.030 "Diseño Sismorresistente".
7. SENSICO  
2006 Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica de Edificación E.050 "Suelos y Cimentaciones".
8. SENSICO  
2006 Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica de Edificación E.060 "Concreto Armado".