



PONTIFICIA **UNIVERSIDAD CATÓLICA** DEL PERÚ

Esta obra ha sido publicada bajo la licencia Creative Commons  
Reconocimiento-No comercial-Compartir bajo la misma licencia 2.5 Perú.

Para ver una copia de dicha licencia, visite  
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**DESARROLLO DEL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE UN EDIFICIO  
DESTINADO A VIVIENDAS CON SEMISOTANO, PRIMER PISO Y  
CUATRO PISOS TÍPICOS**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**Presentado por:**

**ALBERTO SAÚL SAUÑE REYES**

**Junio 2008**

**Lima – Perú**

## RESUMEN

El objetivo de esta tesis es desarrollar el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y un semisótano, destinado al uso de viviendas, ubicado en el distrito de Surco, provincia y departamento de Lima.

El edificio se proyecta sobre un terreno rectangular de aproximadamente 300 m<sup>2</sup> (25mx12m). El tipo de suelo, sobre el cual se encuentra el edificio, es una grava arenosa típica de Lima, cuya capacidad admisible es de 4.0 kg/cm<sup>2</sup>.

El semisótano se ha destinado para estacionamientos, a los cuales se tiene acceso mediante una rampa ubicada al lado izquierdo de la fachada de la edificación.

Además, a partir del primer piso y hasta el quinto piso, cada nivel cuenta con dos departamentos, resultando un total de diez departamentos en todo el edificio. Para la circulación vertical en el edificio el proyecto de arquitectura consideró ubicar una escalera y no un ascensor, debido a que no se cuenta con muchos niveles. Para el sistema de abastecimiento de agua se consideró un tanque elevado y una cisterna de concreto armado.

El sistema estructural utilizado fue el mismo en ambas direcciones principales (paralela y perpendicular a la fachada), es decir, en base a pórticos y muros de corte. Esto se hizo con la finalidad de proporcionar a la estructura una rigidez lateral adecuada, para así tener un mejor control sobre los desplazamientos laterales ante eventos sísmicos.

Posteriormente se predimensionaron los elementos estructurales principales, de acuerdo a los criterios planteados en el diseño estructural, los cuales serán explicados más adelante, así como recomendaciones de orden práctico.

Luego, se realizó el metrado de cargas verticales y posteriormente se desarrolló el análisis sísmico, procurando que se cumpla con lo planteado en la Norma Peruana Sismorresistente E.030. Realizado el análisis sísmico, se comprobó que la rigidez asignada en cada dirección fuera la adecuada.

Debido a que el edificio presenta una abertura en la zona central de la planta, se realizaron dos modelos sísmicos. El primer modelo consideró un solo diafragma

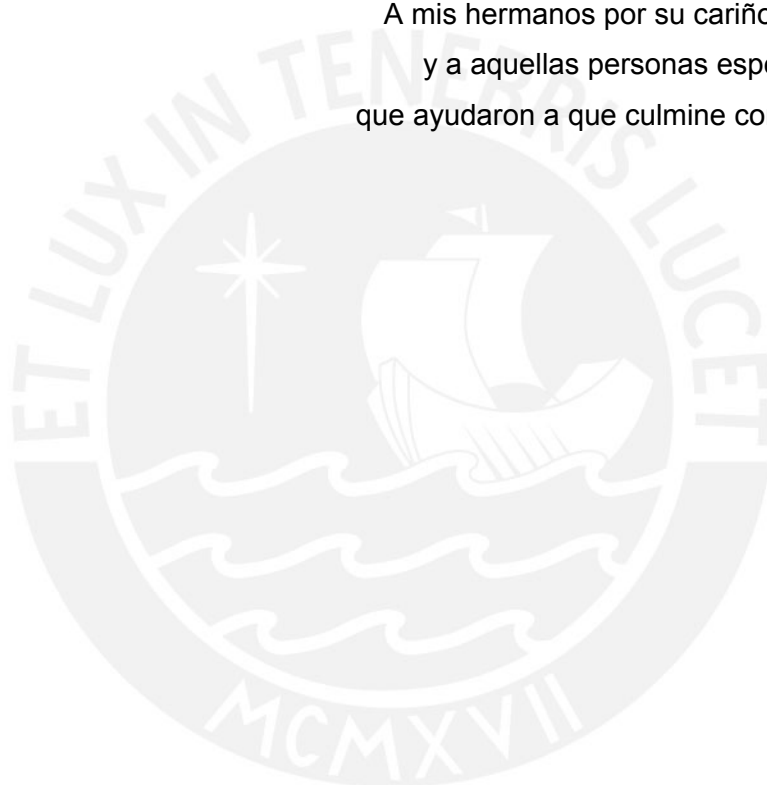
rígido en toda la planta y el segundo consideró dos diafragmas rígidos unidos mediante un diafragma flexible.

Por último se diseñaron todos los elementos estructurales, cumpliendo con lo enunciado por la Norma de Concreto Armado E.060. Los elementos diseñados fueron los siguientes: losas aligeradas y macizas, vigas, columnas, muros de corte (placas), escaleras, tanque elevado, cisterna y cimentación del edificio.



A mis padres por su constante apoyo y ejemplo de vida,

A mis hermanos por su cariño y compañerismo  
y a aquellas personas especiales en mi vida  
que ayudaron a que culmine con éxito esta meta.



## Índice

	Página
Resumen	II
Dedicatoria	III
Índice	IV
<b>CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO II: ESTRUCTURACIÓN</b> .....	<b>3</b>
<b>CAPÍTULO III: PREDIMENSIONAMIENTO</b> .....	<b>5</b>
3.1.- Losas aligeradas .....	5
3.2.- Losas macizas.....	5
3.3.- Vigas .....	5
3.4.- Columnas .....	6
3.5.- Muros de corte o placas .....	6
3.6.- Escalera .....	7
3.7.- Tanque elevado y cisterna .....	7
<b>CAPÍTULO IV: METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD</b> .....	<b>9</b>
4.1.- Columnas .....	10
4.2.- Placas.....	12
<b>CAPÍTULO V: ANÁLISIS SÍSMICO</b> .....	<b>14</b>
5.1.- Modelo sísmico .....	15
5.2.- Parámetros sísmicos.....	16
5.3.- Análisis estático.....	18
5.4.- Análisis dinámico.....	20
5.5.- Modos y periodos resultantes .....	21
5.6.- Fuerzas cortantes en las losas de conexión .....	23
5.7.- Comparación de desplazamientos laterales .....	23
5.8.- Control de desplazamientos laterales .....	25
5.8.1.- Control de desplazamiento relativo de entrepiso .....	25
5.8.2.- Junta de separación sísmica .....	26

<b>CAPÍTULO VI: DIAGRAMAS DE CARGA</b> .....	27
<b>CAPÍTULO VII: DISEÑO DE LOSAS</b> .....	30
7.1.- Diseño por flexión.....	31
7.2.- Diseño por corte .....	35
7.3.- Deflexiones.....	36
7.4.- Corte del acero de refuerzo.....	36
<b>CAPÍTULO VIII: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS</b> .....	39
8.1.- Diseño por flexión.....	40
8.2.- Diseño por corte .....	41
<b>CAPÍTULO IX: DISEÑO DE VIGAS</b> .....	43
9.1.- Diseño por flexión.....	43
9.2.- Diseño por corte .....	46
9.3.- Deflexiones.....	49
9.4.- Control de fisuración .....	50
9.5.- Corte del acero de refuerzo.....	50
<b>CAPÍTULO X: DISEÑO DE COLUMNAS</b> .....	53
10.1.- Esbeltez de columnas .....	53
10.1.1.- Efecto local de esbeltez .....	54
10.1.2.- Efecto global de esbeltez .....	55
10.2.- Flexión biaxial.....	56
10.3.- Diseño por flexocompresión.....	56
10.4.- Diseño por corte.....	58
10.4.1.- Requisitos sísmicos de espaciamiento de estribos en columnas.....	61
<b>CAPÍTULO XI: DISEÑO DE MUROS DE CORTE O PLACAS</b> .....	63
11.1.- Acero de refuerzo mínimo .....	63
11.2.- Diseño por flexocompresión.....	64
11.3.- Diseño por corte .....	66

<b>CAPÍTULO XII: DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO .....</b>	<b>70</b>
12.1.- Cargas perpendiculares .....	70
12.1.1.- Diseño por flexión.....	71
12.1.2.- Diseño por corte .....	72
12.2.- Cargas coplanares .....	73
12.2.1.- Diseño por flexocompresión.....	73
12.2.2.- Diseño por corte .....	74
<b>CAPÍTULO XIII: DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.....</b>	<b>76</b>
13.1 Diseño de zapatas aisladas.....	76
13.1.1.- Dimensionamiento de la zapata del muro .....	78
13.1.1.1.- Verificación por gravedad.....	78
13.1.1.2.- Verificación por sismo .....	78
13.1.1.3.- Determinación de la reacción amplificada del suelo .....	78
13.1.1.4.- Diseño por corte .....	79
13.1.1.5.- Diseño por flexión.....	79
13.2.- Diseño de zapatas conectadas .....	81
13.2.1.- Predimensionamiento de la zapata .....	81
13.2.2.- Dimensionamiento de la zapata .....	82
13.2.2.1.- Verificación por gravedad.....	82
13.2.2.2.- Verificación por sismo .....	82
13.2.2.3.- Determinación de la reacción amplificada del suelo .....	83
13.2.2.4.- Diseño por punzonamiento.....	84
13.2.2.5.- Diseño por corte .....	84
13.2.2.6.- Diseño de la viga de cimentación.....	85
13.2.2.7.- Diseño por flexión.....	85
13.2.2.8.- Diseño por cortante .....	86
<b>CAPITULO XIV: ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES .....</b>	<b>87</b>
14.1.- Escaleras.....	87
14.2.- Tanque elevado y cisterna .....	90
<b>CAPITULO XV: ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.....</b>	<b>91</b>
<b>CAPITULO XVI: CONCLUSIONES.....</b>	<b>92</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>95</b>



## CAPÍTULO I

### INTRODUCCIÓN

El desarrollo de la presente tesis se inicia a partir de los planos de arquitectura. Estos presentan un edificio multifamiliar que se proyecta sobre un terreno rectangular de aproximadamente 300 m<sup>2</sup> (25mx12m). Los departamentos del primer piso tienen un área mayor que los otros niveles de la edificación, esto se debe a la existencia de patios. Es por eso que el área de cada departamento del primer piso es de 115.00 m<sup>2</sup> y el área del resto de departamentos es de 95.00 m<sup>2</sup>.

Cada departamento cuenta con un balcón, una sala-comedor, una cocina-lavandería con baño de servicio, un baño de visita y tres dormitorios, uno de ellos con baño incorporado.

La tabiquería interior es de albañilería y los parapetos exteriores son de concreto armado.

Al predimensionar se buscó dotar a la estructura de una rigidez lateral adecuada, de tal manera que al realizar el análisis sísmico los desplazamientos laterales resulten menores que los máximos permisibles por la Norma Peruana Sismorresistente E.030.

El diseño estructural se realizó con la finalidad de que los esfuerzos a los que están sometidos los diferentes elementos estructurales del edificio, cumplan con lo especificado en la Norma Peruana de Concreto Armado E.060.

Es necesario, para cumplir con lo antes mencionado, combinar pórticos con muros de corte para lograr disminuir los desplazamientos que pudiera desarrollar la estructura.

Se buscó también seguir ciertos criterios de estructuración mencionados en el libro del Ing. Antonio Blanco *“Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado”*, tales como:

- Simplicidad y simetría

- Resistencia y Ductilidad
- Uniformidad y continuidad en la estructura
- Rigidez Lateral

La simplicidad y la simetría de las estructuras ayudan a que estas tengan una mejor respuesta ante los sismos, debido a que, se hará más fácil el poder predecir su comportamiento, así como idealizar los elementos estructurales.

Lamentablemente, lograr la simetría de toda la estructura no siempre es posible. En este caso sólo se consiguió la simetría del eje Y.

Otro aspecto importante es que al tener una estructuración uniforme y continua, se evitan los cambios bruscos de rigidez.

Debido al diseño arquitectónico este edificio contamos con una abertura considerable en la zona central de la planta, lo cual hizo que busquemos soluciones adecuadas a este problema de las cuales hablaremos más adelante.

Adicionalmente, se buscó que la estructura tenga una resistencia adecuada pero a la vez se trata de que esta tenga un comportamiento dúctil y no frágil. Ya que no solo interesa que los elementos cumplan con poseer una determinada resistencia, sino que presenten un buen comportamiento en el cual se permita tener fallas controladas, evitando fallas frágiles.

Para el análisis sísmico del edificio se utilizó el programa ETABS NonLinear versión 9.03. Para el diseño de las placas y columnas se ha utilizado diagramas de Interacción en base a hojas de cálculo de Excel.

## CAPÍTULO II

### ESTRUCTURACIÓN

La estructuración de un edificio consiste en disponer y distribuir los elementos estructurales de forma adecuada, es decir, ubicarlos de tal manera que el edificio presente un buen comportamiento frente a cargas de gravedad y/o sismo.

Para ello se definieron dos direcciones principales. A la dirección paralela a la fachada se la denominó XX y a la dirección perpendicular a la fachada se la denominó YY.

Para mantener una adecuada concordancia con el diseño arquitectónico se estructuraron las dos direcciones principales de la planta (XX e YY) en base a un sistema de pórticos y muros de corte.

En la dirección YY se aprovecharon los límites de propiedad para considerar muros de corte de gran longitud en los extremos, con la finalidad de que proporcionen una alta rigidez lateral a la estructura en esa dirección. Debido a que existen vigas perpendiculares al plano de estos muros, fue necesario considerar ensanches en los ejes donde llegan las vigas para que de esta manera el refuerzo de acero pueda tener un anclaje adecuado.

En la dirección XX la arquitectura nos permitió considerar dos placas importantes ubicadas en la parte posterior de la edificación y una placa en la parte delantera del edificio, integrando la zona de escaleras.

Nuestra función como proyectistas de la estructura es analizar si estos elementos son suficientes y complementarlos con columnas ubicadas estratégicamente. En el capítulo de predimensionamiento se analizará y cuantificarán los espesores y secciones para obtener una estructura competente.

Las losas aligeradas tienen un espesor de 20 cm. y las barras de refuerzo principales se consideran en una sola dirección. En algunos sectores, se vio conveniente colocar losas macizas con el fin de mantener el efecto de diafragma rígido en cada nivel. Tal es el caso de las losas macizas de 20 cm. de espesor

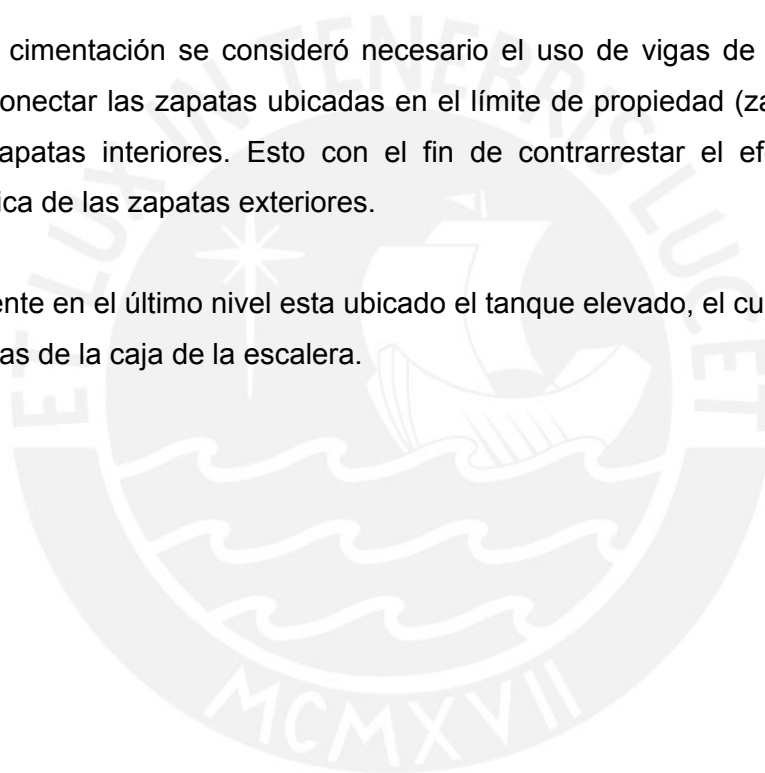
ubicadas en la zona del pasadizo que comunica la sala-comedor con los dormitorios. Esta decisión se tomó puesto que esta es una zona de menor resistencia debido a la reducción en planta que presenta la arquitectura.

Las vigas principales en ambas direcciones son peraltadas y tienen las mismas dimensiones, proporcionando rigidez a la edificación.

Adicionalmente se recurrió al uso de vigas chatas con peralte igual al espesor del aligerado en los casos donde existen tabiques importantes en la misma dirección del aligerado.

Para la cimentación se consideró necesario el uso de vigas de cimentación para poder conectar las zapatas ubicadas en el límite de propiedad (zapatas exteriores) y las zapatas interiores. Esto con el fin de contrarrestar el efecto de la carga excéntrica de las zapatas exteriores.

Finalmente en el último nivel esta ubicado el tanque elevado, el cual se apoya sobre las placas de la caja de la escalera.



## CAPÍTULO III

## PREDIMENSIONAMIENTO

**3.1.- Losas aligeradas**

Para los aligerados armados en una dirección existe una regla práctica que se utiliza con buenos resultados para determinar su espesor. Esta regla consiste en dividir la menor longitud de luz libre ( $l_n$ ) del paño entre 25. Este espesor de losa incluye tanto al espesor del ladrillo como a los 5 cm. de losa superior.

Según esta regla práctica se considera los siguientes espesores de losa para cada longitud de luz libre:

Espesor del Aligerado (cm)	Espesor del Ladrillo (cm)	Usado en Luces de
17	12	menores a 4 m.
20	15	entre 5 y 5.5 m.
25	20	entre 6 y 6.5 m.
30	25	entre 7 y 7.5 m.

Siguiendo este criterio, y debido a que la luz libre mayor es de 5.0 m. se procede a dimensionar con un peralte de 20 cm. a todas las losas aligeradas.

**3.2.- Losas macizas**

Para las losas macizas armadas en una dirección la regla práctica consiste en dividir la menor longitud de luz libre ( $l_n$ ) del paño entre 40. Sin embargo en el proyecto se ubican losas macizas en la zona entre los ejes 4 y 5, considerando los efectos sísmicos y la configuración en planta del edificio, y en este caso el espesor no depende del criterio de la luz sino del análisis del cortante en el plano de la losa.

**3.3.- Vigas**

Para las vigas peraltadas la regla práctica recomienda trabajar con peraltes del orden de un décimo o un doceavo de la luz libre ( $l_n$ ) entre apoyos. En este caso tuvimos luces de 5.5 m. por lo que la dimensión del peralte pudo variar entre 0.45

m. y 0.55 m. Finalmente elegimos 0.60 m. para todas las vigas. El ancho de la viga es menos importante que el peralte, en estos caso se predimensiona tomando como base el peralte, es decir, el ancho de la viga varia entre 3/10 y 1/2 del peralte. Los más comunes son 25 y 30 cm. En este caso utilizamos anchos de 25 cm.

### 3.4.- Columnas

En este caso en particular las columnas se predimensionarán considerando básicamente la carga por compresión, pues los momentos de sismo son muy bajos debido a la existencia de muros de corte, los cuales controlarán la rigidez lateral del edificio.

Por lo tanto, seguiremos la siguiente regla práctica para predimensionar las columnas:

$$\text{Area de columna} = \frac{P_{SERVICIO}}{0.45 f'c}, \quad \text{para columnas interiores.}$$

$$\text{Area de columna} = \frac{P_{SERVICIO}}{0.35 f'c}, \quad \text{para columnas exteriores.}$$

Esta distinción se debe a que las columnas exteriores o esquineras tendrán una menor carga axial que las columnas interiores.

Estos criterios se usan para áreas mayores a 200 ton. (aproximadamente). En nuestro caso se ha buscado secciones más grandes para efectos de mejorar la rigidez lateral en X-X. Las columnas fueron de 0.25 m. x 0.75 m.

### 3.5.- Muros de corte o placas

Debido a las características de la estructura, se asumió que los muros de corte serán los que absorban casi toda la fuerza cortante generada por el sismo en la base del edificio. La Norma E.060 Concreto Armado indica que el ancho mínimo de los muros debe ser de 10 cm. aunque en este caso tenemos en el semisótano espesores de 20 cm. y luego a partir del primer piso todos los muros tienen un espesor de 15 cm.

Para predimensionar los muros se puede utilizar un método aproximado, el cual consiste en calcular las fuerzas cortantes en la base con el método establecido en

la Norma E.060 e igualarlos a la suma de la resistencia al corte de los muros, dada por:  $V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * L$ .

donde:

b = espesor estimado de muros

L = metros lineales posibles de muros

Este método es referencial y se deberá efectuar una evaluación final luego de realizar un análisis sísmico.

### 3.6.- Escalera

En base al RNE la escalera principal del edificio será dimensionada de la siguiente manera:

$$N^{\circ} \text{ CP} = 16 \rightarrow \text{CP} = 2.80 / 16 = 0.175 \text{ m.}$$

$$P = 0.25 \text{ m.}$$

Se debe cumplir que:

$$60 < 2 * \text{CP} + P < 90 \rightarrow 2 * 0.175 + 0.25 = 0.60 \text{ ok!}$$

La garganta de la escalera tendrá un espesor de 0.15 m. el cual se obtiene según las recomendaciones prácticas como 1/25 de la escalera.

$$\text{Garganta} = 2.80 / 25 = 0.112 \text{ m.} \rightarrow \text{elegimos un espesor de 0.15 m.}$$

El ancho de la escalera será de 1.20 m.

### 3.7.- Tanque elevado y cisterna

Según el RNE, la dotación de agua para edificios de vivienda multifamiliar esta relacionada al número de dormitorios con el que cuenta cada departamento. Además de sabe que, para edificios que emplean la combinación cisterna, bomba de elevación y tanque elevado se requiere que la capacidad de la cisterna cubra las tres cuartas partes de la dotación diaria del edificio y el tanque elevado la tercera parte de dicha dotación.



Por lo tanto, cada departamento al tener 3 habitaciones nos da una dotación de agua de 1200 L / día / departamento, con lo cual tenemos:

$$\text{N}^\circ \text{ dptos. / piso} = 2$$

$$\text{N}^\circ \text{ pisos con dptos.} = 5$$

$$\text{Dotación total} = 5 * 2 * 1200 = 12000 \text{ L / día}$$

Con respecto al volumen de agua contra incendios este no será menor que 15 m<sup>3</sup> (15000 litros), y se podrá repartir de la siguiente manera:

- Todo en la cisterna
- Cisterna = 10 m<sup>3</sup> (10000 litros)
- Tanque elevado = 5 m<sup>3</sup> (5000 litros)

Para este proyecto nos inclinamos por la segunda alternativa a la hora de repartir el volumen de agua contra incendio por lo tanto las dimensiones del tanque elevado y de la cisterna se calcularon de la siguiente manera:

Para el tanque elevado:

$$\text{Vol. del tanque elevado} = 1/3 \text{ dotación} + 5000 = 9000$$

$$\text{Área en planta} = 6.30 \text{ m}^2$$

$$\text{Tirante de agua: } h = 9.0 / 6.3 = 1.50 \text{ m.}$$

$$\text{Altura total del tanque elevado} = 1.5 + 0.5 = 2.0 \text{ m.}$$

Se considera 0.50 de colchón de aire sobre el nivel del agua.

Para la cisterna:

$$\text{Vol. cisterna} = 3/4 \text{ dotación} + 10000 = 19000 \text{ L.}$$

$$\text{Área en planta} = 11.70 \text{ m}^2$$

$$\text{Tirante de agua: } h = 19.0 / 11.7 = 1.7 \text{ m.}$$

$$\text{Altura total de la cisterna} = 1.7 + 0.5 = 2.3 \text{ m.}$$

Se considera 0.50 de colchón de aire sobre el nivel del agua.



## CAPÍTULO IV

## METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD

Al momento de realizar el metrado de cargas de gravedad se consideró un área tributaria correspondiente a cada placa o columna. En esta área tributaria las columnas y/o placas soportaron las siguientes cargas: las cargas transmitidas por las vigas, las losas, los tabiques, el piso terminado, el peso propio y la sobrecarga.

Antes de calcular las cargas actuantes en las columnas o placas procedemos a definir los pesos que serán usados.

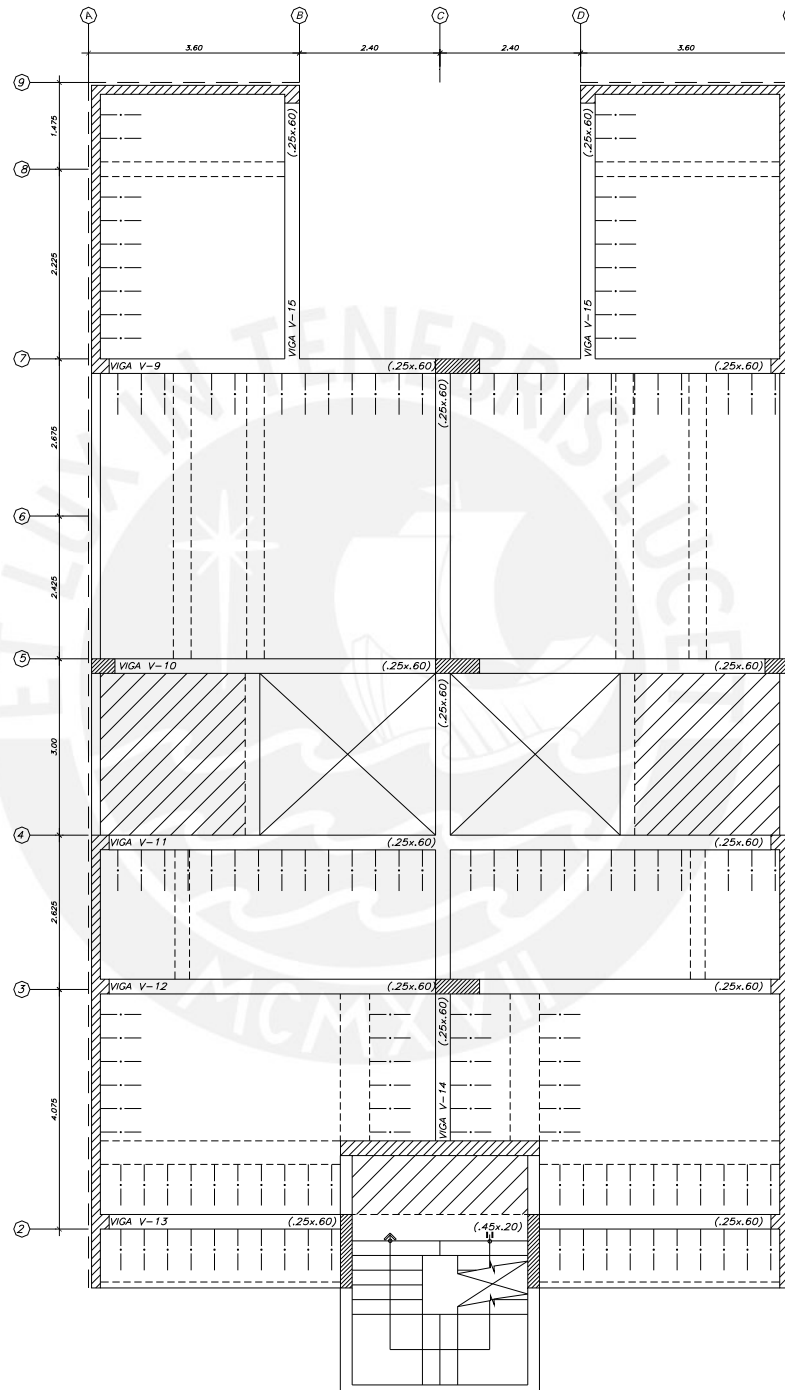
## Carga Muerta

Peso del Concreto	=	2.40	ton/m <sup>3</sup>
Peso del Aligerado (20cm)	=	0.30	ton/m <sup>2</sup>
Losa Maciza (20cm)	=	0.48	ton/m <sup>2</sup>
Peso piso terminado	=	0.10	ton/m <sup>2</sup>
Peso tabiquería de ladrillo (e=15cm)	=	0.27	ton/m <sup>2</sup>
Parapeto de Concreto	=	0.32	ton/m
Vigas de 25x45	=	0.27	ton/m
Vigas de 25x60	=	0.36	ton/m
Vigas de 20x20	=	0.10	ton/m
Vigas de 15x20	=	0.07	ton/m
Vigas de 15x45	=	0.16	ton/m
Vigas de 15x50	=	0.18	ton/m

## Carga Viva

s/c viviendas	=	0.20	ton/m <sup>2</sup>
s/c corredores y escaleras	=	0.40	ton/m <sup>2</sup>
s/c azotea	=	0.10	ton/m <sup>2</sup>
s/c estacionamientos	=	0.25	ton/m <sup>2</sup>

A continuación se muestra un esquema con los elementos verticales principales, los cuales serán los encargados de transmitir las cargas de toda la edificación al terreno.



*ENCOFRADOS TÍPICOS 1° al 4° PISO*

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

#### 4.1.- Columnas

##### Columna interior C1 – eje 7

###### Sótano

CM	Peso propio	2.70	x	2.40	x	0.25	x	0.60	=	0.97	ton
	V1 (25x45)					6.00	x	0.36	=	2.16	ton
	V6 (25x45)					4.60	x	0.36	=	1.66	ton
	V7 (25x45)			2.00	x	2.20	x	0.36	=	1.58	ton
	Aligerado (h=20)			5.95	x	2.35	x	0.30	=	4.19	ton
	Aligerado (h=20)			7.85	x	2.20	x	0.30	=	5.18	ton
	Piso terminado			6.05	x	4.80	x	0.10	=	2.90	ton
	Alfeizar (h=0.7)	2.40	x	0.15	x	0.70	x	2.80	=	0.71	ton
	Alfeizar (h=0.7)	2.40	x	0.15	x	0.90	x	0.70	=	0.23	ton
	Tabiques			2.40	x	9.86	x	0.27	=	6.39	ton
									=	25.97	ton

CV	s/c			6.05	x	4.80	x	0.20	=	5.81	ton
									=	5.81	ton

###### Primer al Cuarto Piso

CM	Peso propio	2.70	x	2.40	x	0.25	x	0.60	=	0.97	ton
	V1 (25x45)					6.00	x	0.36	=	2.16	ton
	V6 (25x45)					2.35	x	0.36	=	0.85	ton
	V7 (25x45)			2.00	x	2.20	x	0.36	=	1.58	ton
	Aligerado (h=20)			3.20	x	2.20	x	0.30	=	2.11	ton
	Aligerado (h=20)			5.95	x	2.35	x	0.30	=	4.19	ton
	Piso terminado			6.05	x	2.60	x	0.10	=	1.57	ton
	Alfeizar (h=0.7)	2.40	x	0.15	x	0.70	x	2.80	=	0.71	ton
	Alfeizar (h=0.7)	2.40	x	0.15	x	0.90	x	0.70	=	0.23	ton
	Tabiques			2.40	x	7.66	x	0.27	=	4.96	ton
									=	19.34	ton

CV	s/c			6.05	x	2.60	x	0.20	=	3.15	ton
									=	3.15	ton

###### Azotea

CM	Peso propio	2.70	x	2.40	x	0.25	x	0.60	=	0.97	ton
	V1 (25x45)					6.00	x	0.36	=	2.16	ton
	V6 (25x45)					2.35	x	0.36	=	0.85	ton
	V7 (25x45)			2.00	x	2.20	x	0.36	=	1.58	ton
	Aligerado (h=20)			3.20	x	2.20	x	0.30	=	2.11	ton
	Aligerado (h=20)			5.95	x	2.35	x	0.30	=	4.19	ton
	Piso terminado			6.20	x	2.60	x	0.10	=	1.61	ton
									=	13.48	ton

CV	s/c			6.20	x	2.60	x	0.10	=	1.61	ton
									=	1.61	ton

## 4.2.- Placas

### Placa P-1

#### P-1

CM	Peso propio	2.60	x	2.40	x	0.15	x	4.95	=	4.63	ton
	Peso propio	2.60	x	2.40	x	0.15	x	0.15	=	0.14	ton
	V1 (25x45)					2.82	x	0.36	=	1.02	ton
	V8 (15x45)					2.35	x	0.18	=	0.42	ton
	VCH (20x20)					2.35	x	0.10	=	0.23	ton
	VCH (15x20)					2.35	x	0.07	=	0.17	ton
	VCH (20x20)					1.60	x	0.10	=	0.15	ton
	Aligerado (h=20)	1.60	x	4.55	x	0.30	=			2.18	ton
	Aligerado (h=20)	2.35	x	2.60	x	0.30	=			1.83	ton
	Piso terminado	1.60	x	4.55	x	0.10	=			0.73	ton
	Piso terminado	2.35	x	2.95	x	0.10	=			0.69	ton
	Tabiques (h=2.15)	2.15	x	2.35	x	0.27	=			1.36	ton
	Tabiques	2.40	x	5.80	x	0.27	=			3.76	ton
										<u>17.32</u>	ton
CV	s/c	1.60	x	4.55	x	0.20	=			1.46	ton
	s/c	2.35	x	2.95	x	0.20	=			1.39	ton
										<u>2.84</u>	ton

### Resumen de cargas de las columnas

A continuación se presenta una tabla resumen con todas las cargas verticales tanto para las columnas como para las placas, divididas en tres grupos. El primer grupo corresponde al semisótano, el segundo comprende desde el primer piso al cuarto piso y el último grupo es el que representa a la azotea.

### Resumen de cargas de las columnas (ton/m<sup>2</sup>)

#### Carga Muerta CM

Nivel	Muro A	Muro E	Muro 9	P1	P2	P3	P4	C1	C2	C2	C3	C4	Total
Nivel 5	-	-	-	12.20	18.46	5.75	11.87	7.24	13.48	10.57	14.75	5.43	<b>99.75</b>
Del 1 al 4	-	-	-	69.28	94.96	31.40	50.70	66.17	77.35	81.02	85.71	28.19	<b>584.78</b>
Sótano	71.59	71.59	48.33						25.97	28.87	21.43	7.05	<b>274.82</b>
<b>Total</b>	<b>71.59</b>	<b>71.59</b>	<b>48.33</b>	<b>81.48</b>	<b>113.42</b>	<b>37.14</b>	<b>62.57</b>	<b>73.41</b>	<b>116.81</b>	<b>120.47</b>	<b>121.89</b>	<b>40.67</b>	<b>959.35</b>

# veces	1	1	1	2	2	2	1	2	1	1	1	2	
total	71.59	71.59	48.33	162.97	226.84	74.28	62.57	146.82	116.81	120.47	121.89	81.33	<b>1305.48</b>

#### Carga Viva CV

Nivel	Muro A	Muro E	Muro 9	P1	P2	P3	P4	C1	C2	C2	C3	C4	Total
Nivel 5	-	-	-	1.14	1.21	0.29	1.07	0.56	2.32	1.17	1.73	0.55	<b>10.02</b>
Sótano al 4	7.25	7.25	1.95	11.37	12.05	2.90	10.69	5.58	23.23	11.66	17.30	5.47	<b>116.70</b>
<b>Total</b>	<b>7.25</b>	<b>7.25</b>	<b>1.95</b>	<b>12.51</b>	<b>13.26</b>	<b>3.19</b>	<b>11.75</b>	<b>6.14</b>	<b>25.56</b>	<b>12.82</b>	<b>19.03</b>	<b>6.02</b>	<b>126.73</b>
Reducción de carga viva												25%	<b>31.68</b>

Peso total de la edificación = 1337.16 ton.  
 Área total de la edificación = 1312.05 m<sup>2</sup>  
 Relación Peso/Área = 1.0 ton/m<sup>2</sup>

## CAPÍTULO V

### ANÁLISIS SÍSMICO

La filosofía del diseño sismorresistente según la Norma Peruana Sismorresistente E.030 consiste en:

- a. Evitar pérdidas de vidas
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. De acuerdo a esta filosofía, la Norma Peruana Sismorresistente E.030 establece los siguientes principios para el diseño:

- a. La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- b. La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

Dada la condición del Perú de país sísmico, no sería factible realizar ningún análisis o diseño sin considerar fuerzas de sismo. Las fuerzas de sismo no deben ser consideradas como una sollicitación cuya verificación debe hacerse adicionalmente, sino con la misma importancia que se concede a las cargas de gravedad.

Este tipo de análisis permite asegurar un comportamiento satisfactorio de una estructura ante un sismo; sin embargo, no significa que la estructura permanecerá intacta después de un evento extraordinario. Esto se debe a que, diseñar una estructura para soportar un sismo de gran magnitud, el cual es improbable que se presente durante la vida útil de la misma, representa una elevada inversión económica.

Los objetivos que se pretenden alcanzar mediante el diseño sísmico varían en función del uso de la estructura, la intensidad del evento y de la frecuencia con que ocurre.

### 5.1.- Modelo sísmico

Para el análisis sísmico de la estructura en estudio se utilizó el programa ETABS NonLinear versión 9.03, el cual es un programa de análisis tridimensional. Se tomó como base las disposiciones dictadas por la Norma Peruana Sismorresistente E.030.

La estructura se modeló considerando además de los cinco pisos, también el semisótano como si fuera un piso adicional. Es decir, no se colocó ningún apoyo horizontal, el cual tendría la finalidad de restringir su movimiento en esta dirección. Esto debido a que el nivel del semisótano es solo de -1.10m y no se estaría representando muy bien la realidad si se hiciera esto.

El presente edificio es considerado una estructura irregular por la Norma Peruana Sismorresistente E.030 al presentar una considerable reducción en planta desde el primer piso hasta el último piso, es más, también presenta un desfase en planta entre el semisótano y los demás pisos.

Se realizaron dos modelos sísmicos, esto debido a la considerable reducción en planta que se presenta desde el primer piso hasta el último piso, lo cual hace parecer la planta del edificio como dos bloques unidos en la base gracias al semisótano, pero independientes mientras aumenta la altura ya que están unidos solamente mediante dos losas de concreto armado a los lados.

El primer modelo considera un solo diafragma rígido por piso, mientras que el segundo modelo considera que los pisos presentan dos diafragmas rígidos unidos mediante un diafragma flexible, esto se da en todos los pisos menos en el semisótano, el cual sigue manteniendo un solo diafragma rígido.

El objetivo de realizar dos modelos sísmicos fue verificar que la solución de colocar una losa maciza en los corredores que unen ambos bloques del edificio, aseguran el comportamiento de la losa como un sólo diafragma rígido, absorbiendo además el cortante producido en esta zona.



## 5.2.- Parámetros sísmicos

A continuación se definen los parámetros necesarios para desarrollar tanto el análisis estático como el análisis dinámico de la estructura según la Norma Sismorresistente E.030. Estos parámetros se definieron para ambas direcciones.

- Zonificación - Factor de Zona (Z)

La estructura se ubica en la ciudad de Lima por lo tanto, de acuerdo a la zonificación propuesta, se tiene:

$$Z = 0.4$$

- Tipo de suelo (S) y  $T_p$

El suelo es una grava típica de Lima, por lo tanto se tiene:

$$S = 1.0$$

$$T_p = 0.4$$

- Factor de amplificación sísmica

$$T = \frac{h_n}{C_T} = \frac{16.20}{60} = 0.27$$

$$h_n = 16.20 \text{ m} \quad \text{altura total de la edificación}$$

$$C_T = 60 \quad \text{muros de corte como elementos sismorresistentes}$$

$$C = 2.5 * \left( \frac{T_p}{T} \right) = 2.5 * \left( \frac{0.4}{0.27} \right) = 3.70; \quad C \geq 2.5$$

$$\text{Entonces, } C = 2.5$$

- Factor de uso e importancia (U)

$$U = 1.0 \quad \text{Edificación común – vivienda}$$



- Configuración Estructural

#### Discontinuidad del diafragma

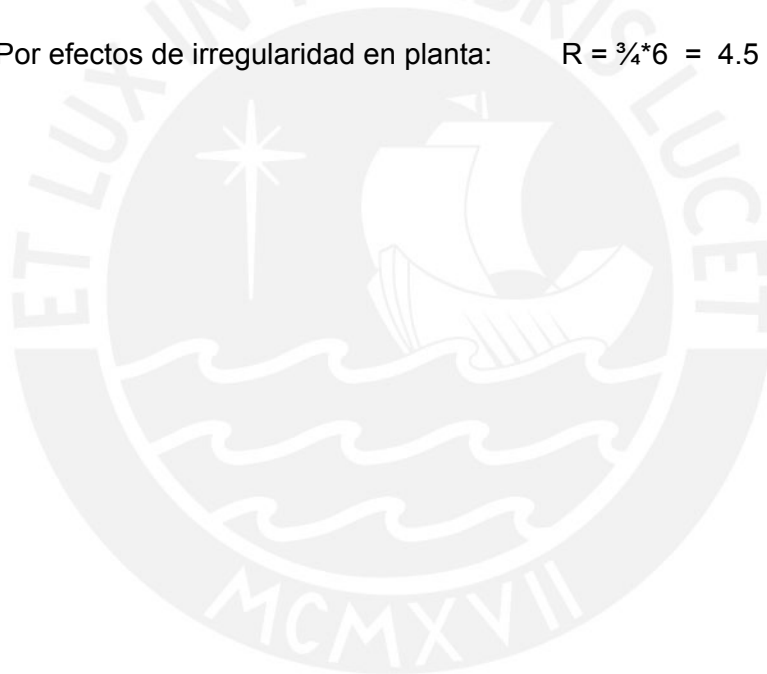
Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.

#### Sistema Estructural y Coeficiente de Reducción Sísmica (R)

Muros de corte de concreto armado:  $R = 6$

De acuerdo a la Norma Peruana Sismorresistente E.030 para estructuras irregulares, los valores de R deben ser multiplicados por  $\frac{3}{4}$ .

Por efectos de irregularidad en planta:  $R = \frac{3}{4} * 6 = 4.5$



### 5.3.- Análisis estático

A continuación se muestran los resultados del análisis estático para ambas direcciones (X e Y) realizado siguiendo los procedimientos dictados por la Norma E.030.

Características del edificio: Nro. Pisos = 6

Area	Azotea	213.21 m <sup>2</sup>
	Piso típico	213.21 m <sup>2</sup>
	Sotano	246.00 m <sup>2</sup>

Cálculo de Peso y Masa:

Area	Peso		Masa
	Azotea	213.21 ton	21.73
Piso típico	213.21 ton	21.73	
Sotano	246.00 ton	25.08	
Total		1312.05 ton	133.75

Parámetros para el análisis:

hn	=	16.2	
Ct	=	60	
T	=	hn/Ct = 0.27	
Tp	=	0.4	
C	=	2.5*Tp/T = 3.7	> 2.5

altura total de la edificación  
muros de corte como elementos sismorresistentes

suelo tipo 1

Z	=	0.4	
U	=	1.0	
S	=	1.0	
C	=	2.5	
P	=	1312.05	
R	=	6 <sup>3/4</sup> = 4.5	

Zonificación sísmica tipo 3 - Lima

Edificación común - Vivienda

Suelo tipo 1

Peso de la edificación

Factor de reducción - Muros estructurales

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$

V	=	291.57	ton
---	---	--------	-----

Cortante en la base para ambas direcciones

V	=	22.22% P
---	---	----------

Luego se realizó el análisis dinámico de la estructura y se pudo obtener los periodos de vibración con mayor aproximación, es por esto que se efectuó un nuevo análisis estático, considerando esta vez los periodo obtenidos por el análisis dinámico.

**Análisis estático** (tomando en cuenta los periodos obtenidos del análisis modal)

Características del edificio:

Nro. Pisos = 6

Area	Azotea	213.21 m <sup>2</sup>
	Piso típico	213.21 m <sup>2</sup>
	Sotano	246.00 m <sup>2</sup>

Cálculo de Peso y Masa:

		Peso	Masa
Area	Azotea	213.21 ton	21.73
	Piso típico	213.21 ton	21.73
	Sotano	246.00 ton	25.08
Total		1312.05 ton	133.75

Parámetros para el análisis:

hn =	16.2	
Ct =	60	
Tx =	0.49	
Ty =	0.22	
Tp =	0.4	
Cx =	2.5*Tp/T = 2.03	< 2.5
Cy =	2.5*Tp/T = 4.6	> 2.5

altura total de la edificación  
muros de corte como elementos sismorresistentes  
periodo obtenido del análisis dinámico  
periodo obtenido del análisis dinámico  
suelo tipo S1

Z =	0.4	
U =	1.0	
S =	1.0	
Cx =	2.03	
Cy =	2.50	
P =	1312.05	
R =	6 <sup>3</sup> /4 = 4.5	

Zonificación sísmica tipo 3 - Lima  
Edificación común - Vivienda  
Suelo tipo 1

Peso de la edificación  
Factor de reducción - Muros estructurales

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$

Vx =	237.23	ton
Vy =	291.57	ton

Cortante en la base para la dirección x-x  
Cortante en la base para la dirección y-y

Vx =	18.08% P
Vy =	22.22% P

#### 5.4.- Análisis dinámico

El análisis dinámico se hizo considerando que la estructura sigue un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones en cada dirección horizontal definido en la N.T.E. E-030 por:

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

La mínima fuerza cortante en la base para cada dirección será el 80% de la fuerza cortante estática si es regular y el 90% si es irregular. De ser necesario se aumentará el valor de la fuerza cortante para cumplir con el mínimo establecido, esto se logrará escalando proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos a excepción de los desplazamientos.

En este caso, al tener una estructura irregular y la fuerza cortante obtenida del análisis dinámico no alcanzar el 90% del valor de la fuerza estática, se procedió a calcular el llamado factor de escala dinámico.

	V din	V est	% V est	V est min	Factor
XX	159.93	237.23	67.42%	213.507	1.34
YY	209.58	291.57	71.88%	262.410	1.25

### 5.5.- Modos y periodos resultantes

A continuación se presentan los modos de vibración de las dos hipótesis para el análisis dinámico:

Primera hipótesis (considerando un diagrama flexible)

Modo	Periodo	XX	YY
1	0.49	56.76	0.00
2	0.22	0.01	62.42
3	0.18	5.10	0.04
4	0.11	16.48	0.00
5	0.05	0.01	21.16
6	0.05	8.72	0.04
7	0.04	0.14	0.00
8	0.03	1.19	0.00
9	0.03	0.00	0.00
10	0.03	4.04	0.00
11	0.03	0.00	0.22
12	0.03	0.00	0.00
13	0.03	0.08	0.00
14	0.03	0.00	0.00
15	0.03	0.22	0.00
16	0.03	1.31	0.25
17	0.03	0.05	6.93
18	0.03	0.06	0.01
19	0.03	0.00	0.05
20	0.03	0.03	0.00
21	0.03	0.00	0.00
22	0.03	0.00	0.25
23	0.03	0.01	0.00
24	0.03	0.00	0.00
25	0.03	0.26	0.00
26	0.02	2.66	0.00
27	0.02	0.04	0.00
28	0.02	0.06	0.00
29	0.02	0.17	0.00
30	0.02	0.00	0.05
31	0.02	0.23	0.00
32	0.02	0.00	0.01
33	0.02	0.03	0.00

Segunda hipótesis (considerando un solo diafragma rígido)

Modo	Periodo	XX	YY
1	0.49	56.52	0.00
2	0.22	0.01	62.41
3	0.18	4.98	0.04
4	0.11	16.68	0.00
5	0.05	0.00	21.24
6	0.05	9.07	0.01
7	0.04	0.22	0.00
8	0.03	0.78	0.00
9	0.03	0.00	0.00
10	0.03	4.91	0.00
11	0.03	0.00	0.21
12	0.03	0.01	0.00
13	0.03	0.01	0.00
14	0.03	0.01	0.00
15	0.03	0.30	0.00
16	0.03	0.00	7.23
17	0.03	0.46	0.05
18	0.03	0.20	0.00

Como se puede observar, en ambas hipótesis los modos significativos para el análisis en la dirección X son los modos 1, 3, 4 y 6, cuya suma de porcentajes de masa efectiva (en los dos casos) es aproximadamente 87%, mientras que en la dirección Y, los modos significativos son los modos 3 y 7, con los cuales se obtiene 83% de masa efectiva.

El periodo fundamental de la estructura en la dirección X queda definido por el modo 1 y en la dirección Y por el modo 2, con estos periodos se evaluó la fuerza cortante en la base del edificio en el análisis estático.

Se comprueba que los periodos de vibración de las dos hipótesis son muy similares.

### 5.6.- Fuerzas cortantes en las losas de conexión

En base a los resultados obtenidos del análisis sísmico de la edificación mediante la primera hipótesis, las fuerzas cortantes que absorben las losas que unen ambos bloques son:

$$V_u = 1.34 * 12.28 = 16.46 \text{ ton}$$

Donde 1.34 es el factor de escala dinámico necesario para llegar al 90% del cortante estático en la dirección X.

Ahora comparamos los cortantes obtenidos con el cortante que teóricamente resiste el concreto de las losas.

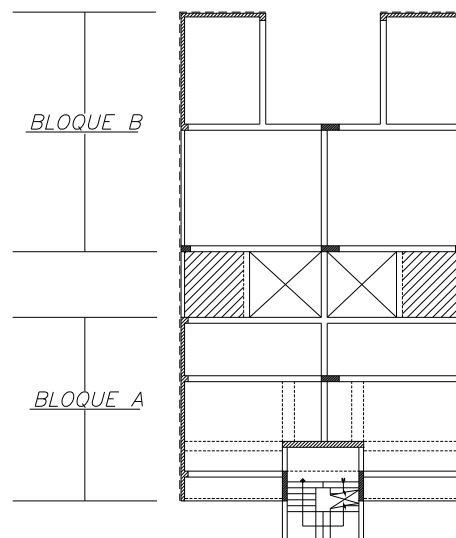
$$\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'c} * b * l) = 0.85 * (0.53 * \sqrt{210} * 20 * 250) = 32.64 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \quad \text{ok!}$$

Esto asegura que el cortante que se produce entre ambos bloques de la edificación sea absorbido en su totalidad por el concreto de las losas macizas.

### 5.7.- Comparación de desplazamientos laterales

A continuación se muestra la comparación de los máximos desplazamientos laterales para cada uno de los bloques.



Como podemos observar los desplazamientos máximos de los dos bloques son casi iguales en ambas hipótesis.

#### Primera Hipótesis

Bloque A

Piso	UX (cm)
5	6.55
4	5.10
3	3.61
2	2.19
1	0.98
Sótano	0.14

Bloque B

Piso	UX (cm)
5	4.66
4	3.65
3	2.60
2	1.55
1	0.71
Sótano	0.11

#### Segunda Hipótesis

Bloque A

Piso	UX (cm)
5	6.72
4	5.23
3	3.75
2	2.26
1	1.01
Sótano	0.14

Bloque B

Piso	UX (cm)
5	4.73
4	3.71
3	2.63
2	1.59
1	0.68
Sótano	0.11

Si a esta conclusión le sumamos que los periodos de vibración para las dos hipótesis son similares y que el cortante producido en la zona entre ambos bloques es resistido por las losas macizas, tenemos que, la decisión de colocar estas losas de concreto armado en la zona de abertura de la estructura asegura, con un alto grado de efectividad, el comportamiento de diafragma rígido en cada uno de los niveles.

Por lo tanto a partir de ahora para los siguientes cálculos sólo utilizaremos el modelo de un solo diafragma rígido.



## 5.8.- Control de desplazamientos laterales

El cálculo de los desplazamientos laterales se realizó multiplicando por 0.75 veces el coeficiente de reducción sísmica (R), los resultados de los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico. Por lo tanto, en ambas direcciones se multiplicaron los resultados por 4.50.

### 5.8.1.- Control de desplazamiento relativo de entrepiso

Se debe comprobar que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado en los puntos de máximo desplazamiento, de dos pisos consecutivos, no exceda de 0.007 la altura de entrepiso, por estar el edificio construido de concreto armado. La altura de entrepiso ( $h_{ei}$ ) es constante e igual a 2.70 m.

En XX:

Piso	UX (cm)	0.75*R*UX (cm)	$\Delta$ (cm)	$\Delta/h$
5	1.99	6.72	1.49	0.0055
4	1.55	5.23	1.48	0.0055
3	1.11	3.75	1.49	0.0055
2	0.67	2.26	1.25	0.0046
1	0.30	1.01	0.88	0.0032
Sótano	0.04	0.14	0.14	0.0005

En YY:

Piso	UY (cm)	0.75*R*UY (cm)	$\Delta$ (cm)	$\Delta/h$
5	0.38	1.28	0.28	0.0010
4	0.30	1.00	0.29	0.0011
3	0.21	0.72	0.27	0.0010
2	0.13	0.44	0.24	0.0009
1	0.06	0.20	0.16	0.0006
Sótano	0.01	0.04	0.04	0.0001

### 5.8.2.- Junta de separación sísmica

Para evitar el contacto durante un movimiento sísmico, toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima  $s$ , la cual debe ser igual al mayor de los siguientes valores:

- $2/3$  de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes
- 3 cm.
- $s = 3 + 0.004 (h - 500)$  cm.

donde “ $h$ ” es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel donde se evaluará “ $s$ ”, en esta en particular, esté nivel será el de la azotea,  $h = 1610$  cm.

Como el desplazamiento de los bloques vecinos es desconocido, la distancia “ $s$ ” se calculó en base a los otros dos criterios. Sólo se hizo el cálculo de “ $s$ ” en la dirección X, pues es la dirección que presenta un mayor desplazamiento.

Al aplicar el último criterio obtuvimos un valor de “ $s$ ” igual a 7.44 cm. y como este valor es mayor que 3 cm. se concluye que la distancia mínima “ $s$ ” será igual a 7.44 cm.

La norma E.030 dice además que la distancia que se retirará la edificación de los lotes adyacentes no será menor que los  $2/3$  del desplazamiento máximo calculado para el nivel más elevado de la edificación, ni tampoco será menor que  $s/2$ . Por lo tanto, el valor mínimo que deberemos retirarnos será igual a  $2/3 * 6.72 = 4.48$  cm. ó  $7.44/2 = 3.72$  cm.

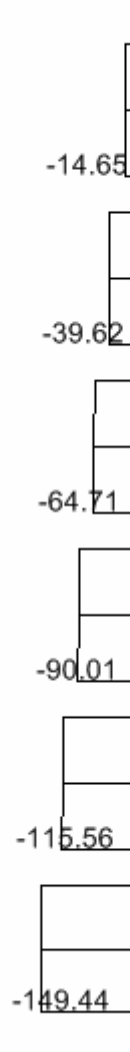
Finalmente se tomó un retiro total de 5.0 cm. Esto es fácil de comprobar en la práctica, debido a que los muros de sótano ubicados en el límite de propiedad tienen un espesor de 20cm. mientras que en todos los pisos superiores las placas que “nacen” de estos muros tienen 15 cm. de espesor.

CAPÍTULO VI

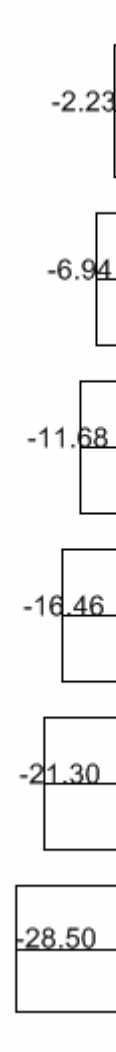
DIAGRAMAS DE CARGA

Diagrama de carga axial la columna C-1 (ton)

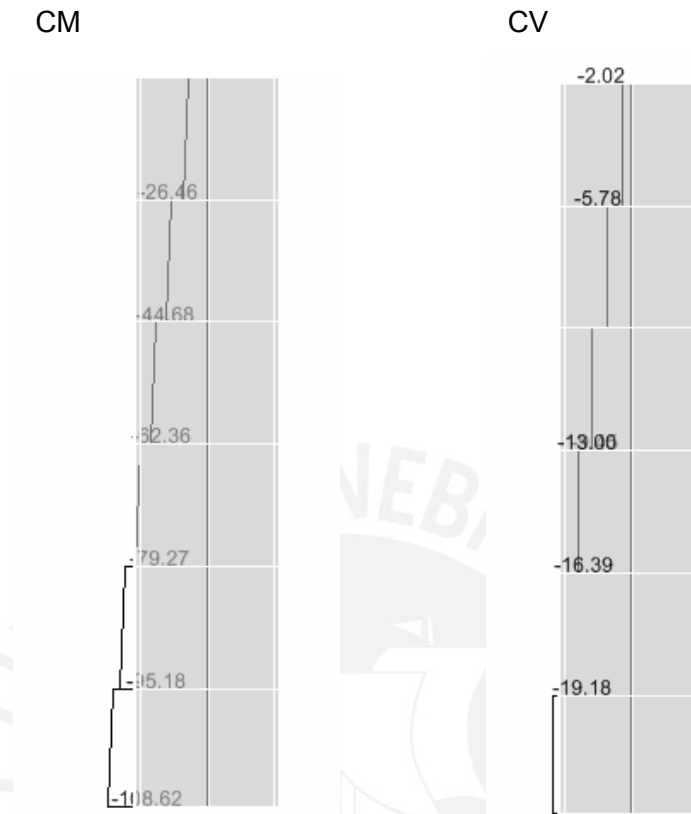
CM



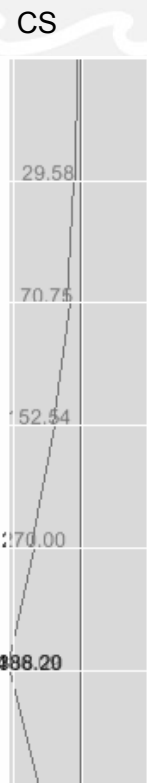
CV



Diagramas de carga axial de la placa P-4 (ton)

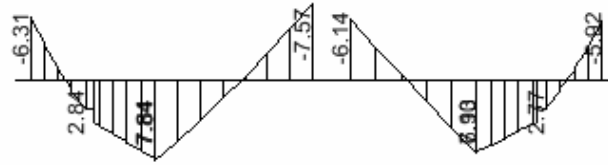


Diagramas de momento flector de la placa P-4 (ton-m)

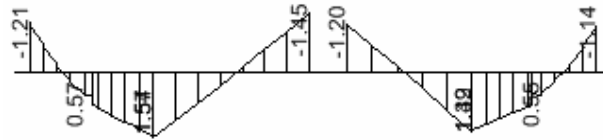


Diagramas de momento flector de la viga V-10 (ton-m)

CM



CV

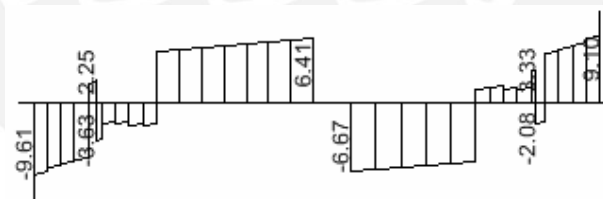


CS

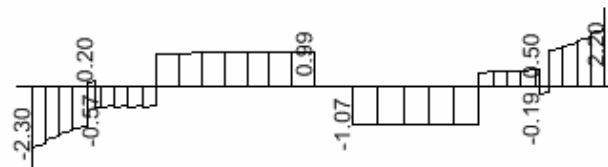


Diagramas de fuerza cortante de la viga V-10 (ton)

CM



CV



CS



## CAPÍTULO VII

### DISEÑO DE LOSAS

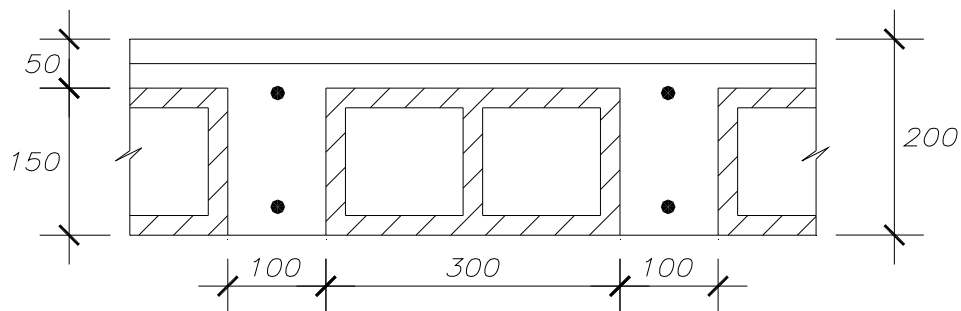
Las losas son elementos estructurales horizontales que separan un piso de otro, contruidos monolíticamente o en forma de vigas o viguetas sucesivas apoyadas sobre los muros estructurales y/o vigas. Las losas de techo cumplen las siguientes funciones:

Función arquitectónica.- Separa espacios verticales formando los diferentes pisos de una construcción.

Función estructural.- Las losas deben ser capaces de transmitir las cargas muertas y las cargas vivas incluyendo las cargas de acabados y revoques a las vigas. Además, forman un diafragma rígido intermedio, para soportar la fuerza sísmica de la estructura.

Para la presente tesis se decidió tener losas del tipo aligerado armadas en un solo sentido.

En el caso de este tipo de losas sólo se realizó el análisis debido a cargas de gravedad, evaluando la hipótesis de carga de 1.5 CM + 1.8 CV por ser la más desfavorable.



### 7.1.- Diseño por flexión

La losa aligerada se diseña por vigueta por lo tanto el metrado de cargas también deberá hacerse por vigueta.

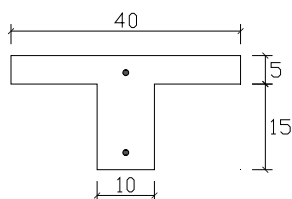
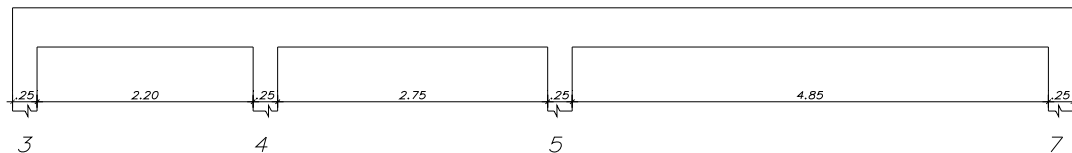
CM	Peso del Concreto	=	2.400	ton/m <sup>3</sup>
	Peso piso terminado	=	0.100	ton/m <sup>2</sup>

CV	s/c viviendas	=	0.200	ton/m <sup>2</sup>
----	---------------	---	-------	--------------------

Metrado de Aligerado h = 20 cm.

CM	Peso propio	0.300 x 0.40	=	0.120	ton/m
	Piso terminado	0.100 x 0.40	=	0.040	ton/m
				0.160	ton/m
				0.240	ton/m (1.5CM)
	Peso tabiques	0.270 x 2.50 x 0.40	=	0.270	ton
				0.405	ton (1.5CM)
CV	s/c viviendas	0.200 x 0.40	=	0.080	ton/m
				0.080	ton/m
				0.144	ton/m (1.8CV)
	w servicio	=	0.240	ton/m	
	wu	=	0.384	ton/m	

Tomaremos como ejemplo el aligerado del semisótano que comprende desde el eje 3 al eje 7.

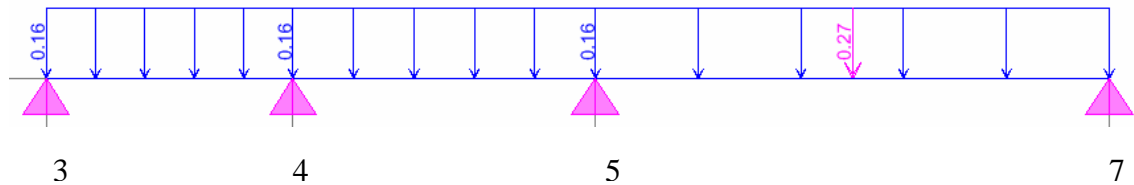


$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

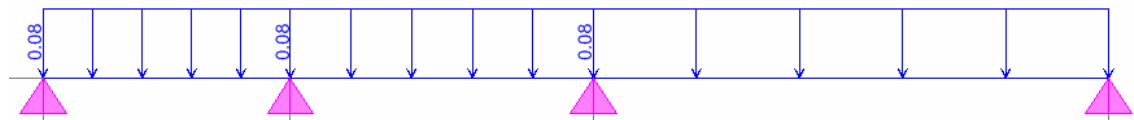
$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

A continuación se muestran los diagramas de carga muerta (CM), carga viva (CV) y momento flector (DMF) para una vigueta del aligerado:

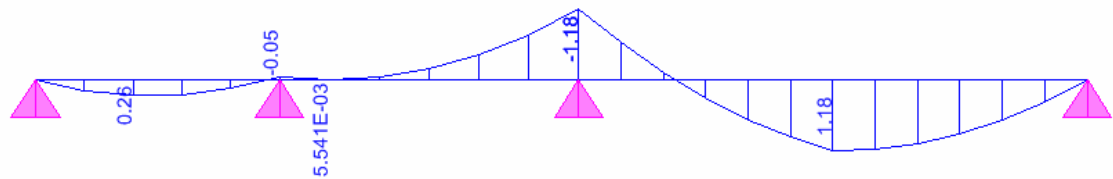
CM (ton)



CV (ton)



DMF (ton-m)



Si bien la vigueta es de sección transversal “T”, esta trabaja en ambos casos, momentos positivos y momentos negativos, como si se tratara de una sección rectangular. Es decir, para momentos positivos se tendrá una sección con base igual a 0.40 cm. y peralte 0.17 cm. y para secciones negativas se tendrá una sección con base igual a 0.10 cm. y peralte de 0.17 cm.

El caso donde podría haber mayor confusión sería el de momento positivo, ya que el bloque de compresiones en estos casos tendría que ser menor que el espesor del ala. Esto lo podemos verificar utilizando el bloque de compresiones del ACI de la siguiente manera:

$$C_c = 0.85 \times 210 \times 40 \times 5 = 35,700 \text{ kg.}$$

El acero necesario para equilibrar la compresión en el ala será el siguiente:

$$A_s^+ = \frac{35,700}{4,200} = 8.5 \text{ cm}^2$$



Esta cantidad de acero nunca se usa en un aligerado, es más es mucho mayor al máximo permitido por la Norma de Concreto Armado E.060 tal como veremos más adelante.

Por esta razón para el cálculo del refuerzo de estas viguetas utilizaremos los métodos de diseño para secciones rectangulares.

Primero, del diagrama de momento flector (DMF) obtenemos un momento último llamado  $M_u$ , y luego al utilizar las siguientes expresiones obtendremos un área de acero requerida para cada sección.

$$K_u = \frac{M_u}{b.d^2}, \quad K_u = \phi \cdot f'_c \cdot \omega \cdot (1 - 0.59\omega),$$

$$\omega = \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}, \quad \rho = \frac{A_s}{b.d}$$

El acero mínimo que se colocó en las viguetas corresponde a la disposición de la Norma E.060 donde se exige que:

El acero mínimo debe ser tal que garantice una resistencia mínima tal que:

$$\phi M_n^+ \geq 1.5M_{CR}^+ \quad \phi M_n^- \geq 1.5M_{CR}^-$$

Siendo el  $M_{CR}$  el momento de agrietamiento de la sección.

La Norma E.060 menciona también que se puede considerar satisfecho el requerimiento de acero mínimo en una sección siempre y cuando se cumpla lo siguiente:

$$A_{s_{colocado}} \geq 1.33A_{s_{necesario}}$$

Esta última consideración es la que predomina en el caso de losas aligeradas.

El acero máximo que se colocó en las viguetas también responde a una disposición de la Norma E.060 por lo que se consideró:

$$A_{s_{max}} \leq 0.75A_{sb}$$

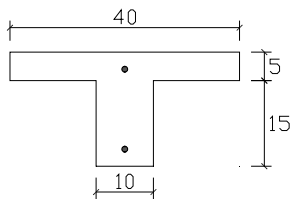
donde  $A_{sb}$  es el área de acero que produce la falla balanceada.

Según estas consideraciones tenemos el siguiente cuadro:

Peralte (h) m	As <sup>+</sup> min cm <sup>2</sup>	As <sup>-</sup> min cm <sup>2</sup>	As <sup>+</sup> max cm <sup>2</sup>	As <sup>-</sup> max cm <sup>2</sup>
0.20	0.61	1.29	7.50	2.70

Cálculo del área de acero requerida por flexión:

Datos del aligerado:



Base positiva (b <sup>+</sup> )	=	0.40 m.
Base negativa (b <sup>-</sup> )	=	0.10 m.
Altura (h)	=	0.20 m.
Recubrimiento (d')	=	0.03 m.
Peralte efectivo (d)	=	0.17 m.

Cálculo del acero negativo:

	Apoyo eje 4	Apoyo eje 5
M- =	50 kg.m	1180 kg.m
Ku =	1.730	40.830
ρ =	0.05%	1.27%
As =	0.09	2.16
As =	1 φ 3/8"	1 φ 1/2" + 1 φ 3/8"

Cálculo del acero positivo:

	Tramo 3-4	Tramo 5-7
M- =	260 kg.m	1180 kg.m
Ku =	2.249	10.208
ρ =	0.06%	0.28%
As =	0.41	1.90
As =	1 φ 3/8"	1 φ 1/2" + 1 φ 3/8"

Refuerzo por Contracción y Temperatura:

En la losa superior, de 5 cm de espesor, el refuerzo mínimo para evitar que tenga problemas de contracción y temperatura.  $\rho = 0.24\%$

$$As = 0.0024 * b * t = 0.0024 * 100 * 5 = 1.20 \text{ cm}^2 = \phi 1/4 @ 0.25 \text{ cm. (As = 1.28 cm}^2\text{)}$$

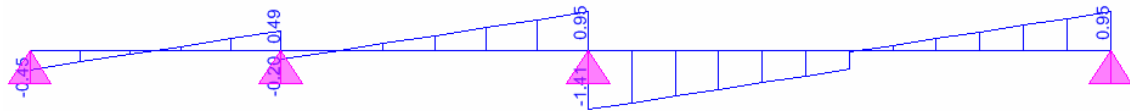
## 7.2.- Diseño por corte

Las viguetas se diseñaron de tal forma que estas sean las que resistan todo la fuerza cortante:

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times (0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d)$$

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



Del diagrama de fuerza cortante observamos que la máxima fuerza cortante está ubicada en el apoyo del eje 5 y su valor es de 1.41 ton. Esta fuerza cortante es mayor de  $\phi V_c$  por lo tanto necesitaremos ensanchar las viguetas en la zona mencionada.

Utilizaremos ensanches alternados, con lo cual el ancho de las viguetas aumenta de 0.10 m. a 0.25 m. La nueva resistencia al corte que proporcionará el concreto es de:

$$\phi V_c = 2.78 \text{ ton}$$

Ahora si logramos cumplir con la condición que indica que  $\phi V_c \geq V_u$ . La longitud de los ensanches se calculará según la siguiente fórmula:

$$1410 - 384x = 1220 \text{ entonces, } x = 0.50 \text{ m}$$

### 7.3.- Deflexiones

Según la Norma Peruana E.060 será posible obviar el cálculo de las deflexiones del elemento estructural, en este caso las losas aligeradas, cuando se cumpla la siguiente condición:

$$h \geq \frac{L}{25}$$

En este caso, la mayor longitud del aligerado es la correspondiente al paño comprendido entre el eje 5 y el eje 7 y es igual a 4.85m, por lo tanto:

$$h \geq \frac{4.85}{25} = 0.19 \text{ m} < 0.20 \text{ m}$$

Finalmente, no se verificarán deflexiones en las losas aligeradas.

### 7.4.- Corte del acero de refuerzo

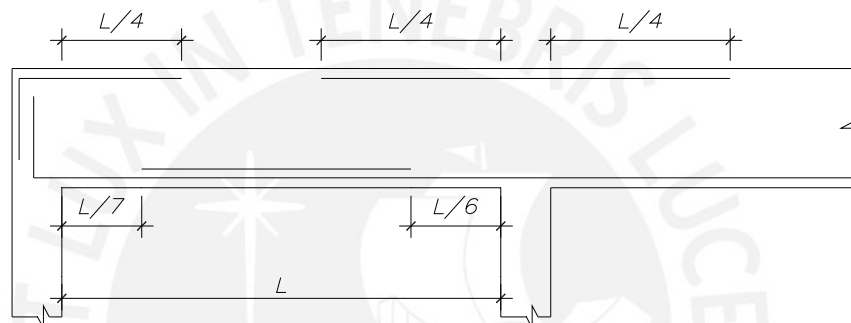
El acero de refuerzo se deberá cortar, con el fin de tener un diseño económico, en las zonas donde ya no sea necesario, obteniéndose de esta manera los denominados bastones. Estos tendrán una determinada dimensión de acuerdo a su longitud de anclaje.

Para el corte del acero de refuerzo, se siguió lo dictado por la Norma Peruana de Concreto Armado E.060, así como algunas recomendaciones del curso de concreto armado 2:

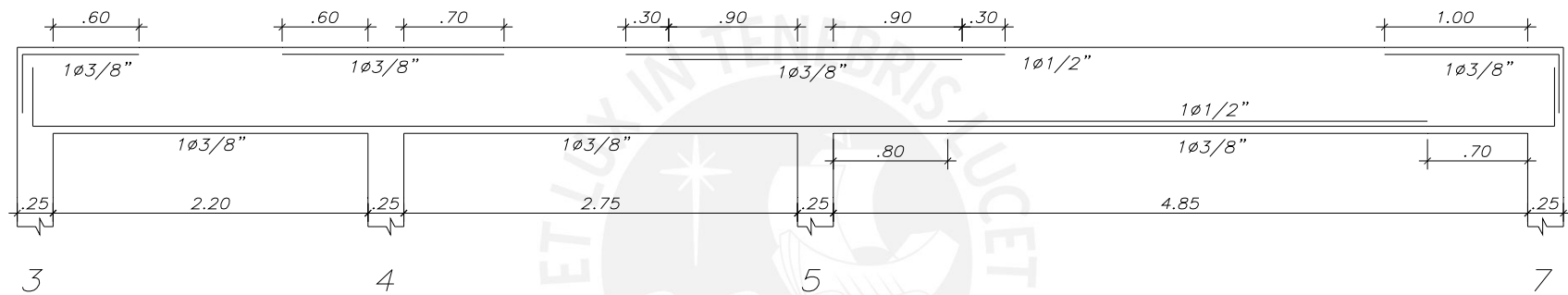
- El refuerzo se debe extender, más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a  $d$  ó  $12 d_b$ , la que sea mayor.
- Los bastones negativos se cortan a un cuarto de la luz libre.
- Si se tiene un momento de sismo considerable, los bastones negativos se cortan a un tercio de la luz libre.
- El acero negativo en el extremo interior se corta a un sexto de la luz libre, mientras que el acero negativo en el extremo exterior se corta a un séptimo de la luz libre.

Primero se hizo el corte del refuerzo utilizando las recomendaciones del curso de concreto armado 2 y luego se verificó que las dimensiones adoptadas cumplieran con lo dictado por la Norma E.060. Es decir, a los bastones negativos se les resto  $d$  o  $12db$ , el que fuera mayor, mientras que al bastón positivo se le sumaron los mismos valores; todo esto con la intención de hallar el punto teórico de corte y verificar en el diagrama de momentos que el momento obtenido con el área de acero restante es suficiente.

A continuación se presenta el esquema para el corte de refuerzo utilizado:



Por lo tanto el diseño final del aligerado del semisótano es el siguiente:



*Aligerado semisótano*

**CAPÍTULO VIII**

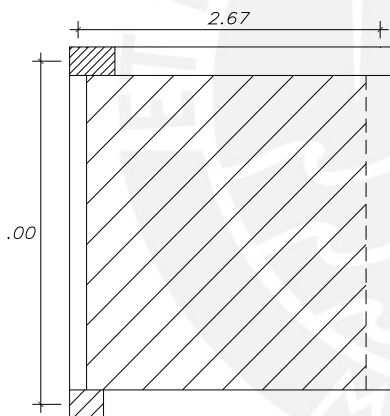
**DISEÑO DE LOSAS MACIZAS**

El diseño se realiza tanto por flexión como por corte, de manera similar al realizado para las losas aligeradas. Además, al igual que en el caso de las losas aligeradas sólo se consideraron las cargas de gravedad.

Para analizar el comportamiento de las losas macizas en dos direcciones elegimos utilizar las tablas de diseño incluidas en el libro “*Tablas para el cálculo de placas y vigas pared*” de Richard Bares,

Como ejemplo se mostrará el diseño de la losa maciza de la zona central.

Datos de la losa maciza:



Altura (h): 0.20 cm.  
Ancho (b): 100 cm.  
Peralte efectivo (d): 0.17 cm.

Metrado de Losa Maciza h = 20cm. (por 1.00 m. de ancho)

CM	Peso propio	2.40 x 0.20 x 1.00 =	0.48 ton/m
	Piso terminado	0.10 x 1.00 =	<u>0.10</u> ton/m
			0.58 ton/m
			0.87 ton/m (1.5CM)
CV	s/c viviendas	0.20 x 1.00 =	0.20 ton/m
			0.36 ton/m (1.8CV)
	w servicio	=	0.78 ton/m
	wu	=	1.23 ton/m

Método de coeficientes usando las tablas de Bares:

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{3.00}{2.67} = 1.12$$

$$Mu_a^+ = 0.0334 * 1.23 * 3.00^2 = 0.37 \text{ ton.m}$$

$$Mu_b^+ = 0.0515 * 1.23 * 2.67^2 = 0.45 \text{ ton.m}$$

$$Mu_a^- = Mu_b^- = 0.00 \text{ ton.m}$$

### 8.1.- Diseño por flexión

El diseño se hizo siguiendo los lineamientos para el diseño de secciones rectangulares.

Tomamos el valor de Mu del análisis previo, luego hacemos uso de las siguientes fórmulas:

$$Ku = \frac{Mu}{b.d^2}, \quad Ku = \phi.f'_c.\omega.(1 - 0.59\omega),$$

$$\omega = \rho.\frac{fy}{f'_c}, \quad \rho = \frac{As}{b.d}$$

De esta manera obtuvimos un área de acero para cada sección de la losa, teniendo en cuenta los mínimos dictados por la norma.

- $As_{\text{máx.}}^+ = 0.75 * 2.13\% * b * d = 0.75 * 2.13\% * 100 * 17 = 27.16 \text{ cm}^2/\text{m}$
- $As_{\text{mín.}}^+ = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m}$

La Norma E.060 no especifica el mínimo de acero negativo para las losas macizas, pero se considera adecuado tomar como referencia el acero mínimo dado por la norma para secciones rectangulares. En este caso el mínimo estaría dado por:

- $As_{\text{mín.}}^- = 0.24\% * b * d = 0.24\% * 100 * 17 = 4.08 \text{ cm}^2/\text{m}$



La Norma E.060 menciona también que se puede considerar satisfecho el requerimiento de acero mínimo en una sección siempre y cuando se cumpla lo siguiente:

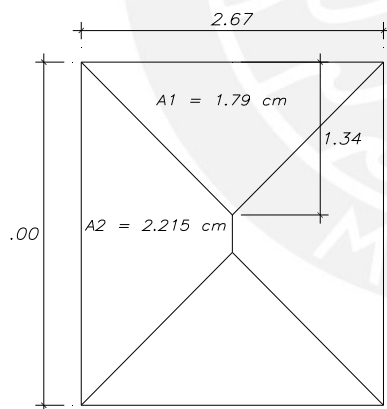
$$A_{s\text{ colocado}} \geq 1.33 A_{s\text{ necesario}}$$

	$Mu^+_a$	$Mu^+_b$
Mu =	370 kg.m	450 kg.m
Ku =	1.28	1.56
$\rho$ =	0.03%	0.04%
As =	0.51	0.68
As =	1 $\phi$ 3/8" @ 0.20	1 $\phi$ 3/8" @ 0.20

El acero positivo y negativo requerido por el cálculo es muy bajo por lo que se decidió colocar en ambas cara los mínimos mencionados anteriormente, con lo que finalmente tenemos 1  $\phi$  3/8" @ 0.20 m., dando un total de 3.55 cm.<sup>2</sup>

### 8.2.- Diseño por corte

Para calcular las fuerzas cortantes se utilizó el método del sobre.



$$A1 = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$A2 = 2.215 \text{ cm}^2$$

$$Vu_a = w \cdot A1 = 1.23 \cdot 1.79 = 2.20 \text{ ton}$$

$$Vu_b = w \cdot A2 = 1.23 \cdot 2.215 = 2.72 \text{ ton}$$

Como no es posible colocar refuerzo trasversal que resista corte; el diseño se hará de tal forma que la sección de concreto resista toda la fuerza cortante última.

$$\phi V_c \geq Vu$$

donde:

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

Entonces tenemos para cada dirección:

- En X:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 267 * 17 = 29.63 \text{ ton.}$$

Se cumple que:

$$\phi V_c = 29.63 \text{ ton.} \geq V_u = 2.20 \text{ ton.}$$

- En Y:

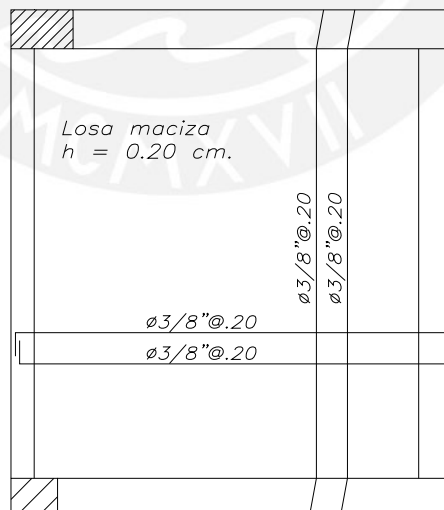
$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 300 * 17 = 33.29 \text{ ton.}$$

Se cumple que:

$$\phi V_c = 33.29 \text{ ton.} \geq V_u = 2.72 \text{ ton.}$$

En ambas direcciones la resistencia a corte proporcionada por el concreto es mayor a la fuerza cortante última, por lo que se concluye que el peralte asignado a la losa maciza es el adecuado.

Por lo tanto el diseño final de la losa maciza es el siguiente:



## CAPÍTULO IX

### DISEÑO DE VIGAS

Son los elementos estructurales que transmiten las cargas de las losas hacia las columnas o muros. Esta acción da como resultado la presencia de momentos flectores y fuerzas cortantes a lo largo de la longitud de la viga.

Generalmente las vigas forman parte de los denominados ejes de la estructura, teniendo las columnas ubicadas en sus intersecciones. El conjunto formado por las vigas y las columnas recibe el nombre de pórticos.

Las vigas se diseñan para resistir esfuerzos por flexión y por cortante considerando cargas de gravedad, muerta y viva, aplicadas en ellas, y las cargas de sismo que éstas absorben.

De acuerdo a la configuración de la estructura, se consideró conveniente agrupar las vigas en tres grandes grupos para de esta manera tener un diseño más ordenado. Estos grupos son los siguientes: vigas del sótano, vigas del piso típico y vigas de la azotea.

#### 9.1.- Diseño por flexión

Debido a que todas las vigas, tanto peraltadas y chatas, de la estructura son de sección transversal del tipo rectangular, el diseño se hizo siguiendo los lineamientos para el diseño de este tipo de secciones.

Tomamos el valor de  $\mu$  del análisis previo, luego hacemos uso de las siguientes fórmulas:

$$K_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}, \quad K_u = \phi \cdot f'_c \cdot \omega \cdot (1 - 0.59\omega),$$

$$\omega = \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}, \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

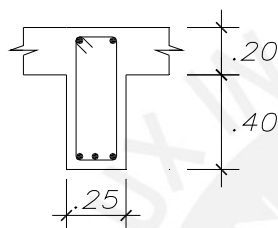
De esta manera obtenemos un área de acero para cada sección de la viga.

Para el caso de secciones rectangulares podemos deducir, de la norma E.060, el siguiente cuadro para el acero máximo y mínimo:

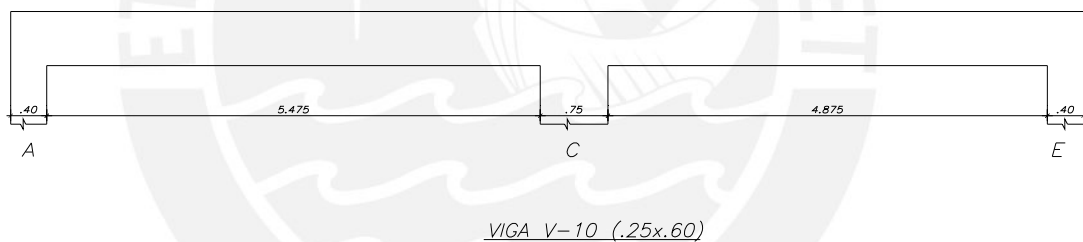
Peralte (h) m	Base (b) m	As min cm <sup>2</sup>	As max cm <sup>2</sup>
0.60	0.25	3.24	21.57

Como ejemplo de diseño tomaremos la viga V-10 del piso típico perteneciente al eje 5.

Datos de la viga:



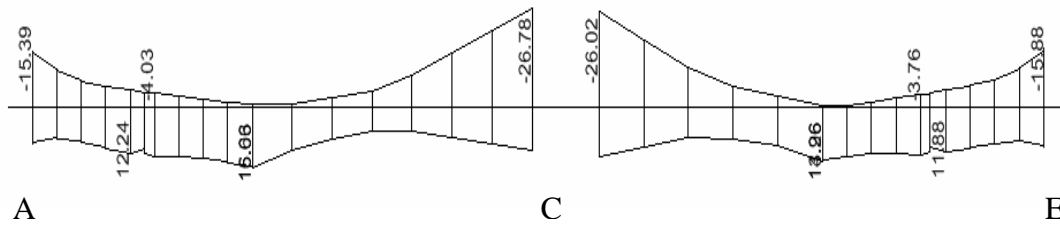
Base (b)	=	0.25 m.
Altura (h)	=	0.60 m.
Recubrimiento (d')	=	0.06 m.
Peralte efectivo (d)	=	0.54 m.



El primer paso que se efectuó fue calcular los momentos respectivos para cada combinación de carga. Las 5 combinaciones de carga son las siguientes:

- 1.5 CM + 1.8 CV
- 1.25 (CM + CV) + CS
- 1.25 (CM + CV) - CS
- 0.9 CM + CS
- 0.9 CM - CS

A continuación se muestra el diagrama de la envolvente del momento flector (DMF):



Luego, con este envolvente se calcularon las áreas de acero necesarias para cada sección, tanto positiva como negativa de la viga.

Cálculo del acero negativo:

	Apoyo eje A	Apoyo eje C	Apoyo eje D
M- =	15390 kg.m	26780 kg.m	15880 kg.m
Ku =	21.111	36.735	21.783
$\rho$ =	0.60%	1.12%	0.62%
As =	8.24	15.12	8.51
As =	3 $\phi$ 3/4'	5 $\phi$ 3/4'	3 $\phi$ 3/4'

Cálculo del acero positivo:

	Tramo A-C	Tramo C-D
M- =	16030 kg.m	14260 kg.m
Ku =	21.989	19.561
$\rho$ =	0.63%	0.55%
As =	8.51	7.56
As =	3 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 3/4" + 1 $\phi$ 5/8"

Debido a requerimientos sísmicos, las vigas que resisten este tipo de solicitaciones deberán tener un refuerzo continuo, el cual, está constituido por dos barras tanto en la parte inferior como en la parte superior. Este refuerzo continuo deberá cumplir las siguientes condiciones:

- No deberá ser menor a 1/4 del área máxima requerida en los nudos, ni menor que el acero mínimo por flexión.

- La resistencia al momento positivo en la cara del nudo (extremo inferior del tramo) no será menor que 1/3 de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo (extremo superior)

Se decidió colocar como acero corrido superior e inferior  $2 \phi 3/4"$  y se comprobó que se cumplieran las dos condiciones mencionadas anteriormente.

$$A_{s \text{ corrido}} = 5.68 \text{ cm}^2. > A_{s \text{ mínima}} = 3.24 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Máxima } A_{s \text{ requerida}} * \frac{1}{4} = 15.12 * \frac{1}{4} = 3.78 \text{ cm}.$$

$$M_{\text{resistente}} = 11020 \text{ kg.m} > \text{Máx. mom.}_{\text{resistente}} * \frac{1}{3} = 26780 * \frac{1}{3} = 8927 \text{ kg.m}$$

## 9.2.- Diseño por corte

La capacidad en corte de las vigas viene dada por la suma del aporte del concreto más el aporte del refuerzo transversal (estribos). Se considera que la fuerza cortante última en la sección crítica está ubicada a una distancia "d", medida desde la cara del apoyo.

El aporte del concreto viene dado por:

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

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} x 25 x 54 = 10.369 \text{ ton}.$$

La resistencia que deberá proporcionar el refuerzo por corte viene dada por:

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

En este caso el valor de  $V_u$  medido a una distancia "d" de la cara es igual a 21460ton.

$$V_s = \frac{21460}{0.85} - 10369 = 14.878 \text{ ton}.$$

Por lo tanto, el espaciamiento entre estribos se calculará según:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad s = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 54}{14878} = 21.65 \text{ cm.}$$

Tenemos que el máximo espaciamiento de estribos viene dado por:

$$\text{Si } V_s \leq 1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \quad \text{entonces,} \quad s < 0.60\text{m. ó } s < d/2$$

$$\text{Si } V_s \geq 1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \quad \text{entonces,} \quad s < 0.30\text{m. ó } s < d/4$$

$$S_{\text{máx.}} = d/2 = 0.54/2 = 0.27\text{cm.}$$

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

$$1 @ 0.05, 5 @ 0.20, \text{ resto } @ 0.25$$

A continuación se calculó la distribución de estribos siguiendo los lineamientos dictados por la Norma Peruana Sismorresistente E.0.30 con respecto a elementos que resisten sismo.

La fuerza cortante  $V_u$  se calculó de la siguiente manera:

$$V_u = V_{u_{\text{isostático}}} + \frac{Mn_{\text{izquierdo}} + Mn_{\text{derecho}}}{ln}$$

donde:

- $Mn_{\text{izq}}$  y  $Mn_{\text{der}}$  son las resistencias nominales en flexión en los extremos de la luz libre.
- $V_{u_{\text{isostático}}}$  es la fuerza cortante calculada para cargas permanentes.
- $ln$  es la distancia de la luz libre del tramo.

Para la viga del ejemplo V10 (25x60) tenemos:

$As = 5.68 \text{ cm}^2$	$\rho = 0.42\%$	$Mn = 11.020 \text{ ton.m}$
$As = 8.52 \text{ cm}^2$	$\rho = 0.63\%$	$Mn = 16.099 \text{ ton.m}$
$As = 14.2 \text{ cm}^2$	$\rho = 1.05\%$	$Mn = 25.398 \text{ ton.m}$
		$V_{u_{\text{isostático}}} = 15.05 \text{ ton.}$



Entonces:

$$Vu = 15.05 + \frac{25.40 + 11.02}{5.48} = 21.70 \text{ ton.}$$

Para el caso anterior se calculó Vc:

$$Vc = 0.53\sqrt{210} \times 25 \times 54 = 10.37 \text{ ton.}$$

Ahora como ya tenemos Vu y Vc podemos calcular Vs de la misma manera que lo hicimos para el caso anterior para luego obtener el espaciamiento requerido:

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{21.70}{0.85} - 10.37 = 15.16 \text{ ton.}$$

$$s = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs} \quad s = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 54}{15160} = 21.24 \text{ cm.}$$

Según los requerimientos sísmicos de la norma E0.30 para vigas, se tiene una zona de confinamiento, la cual tiene una distancia igual a  $2 \cdot d$  medida desde la cara del nudo hacia el centro de la luz. Los estribos se colocarán en esta zona con un espaciamiento  $s$  que no deberá exceder el menor de los siguientes valores:

- $0.25 \cdot d$
- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- 30 cm.

El primer estribo deberá ubicarse a 5 cm. El espaciamiento máximo fuera de la zona de confinamiento será igual a  $d/2$  (27 cm.)

Por lo tanto para una zona de confinamiento igual a  $2 \cdot d = 108$  cm. y un espaciamiento máximo de  $0.25 \cdot d = 13.5$  cm., obtuvimos la siguiente distribución de estribos:

$$1 @ 0.05, 10 @ 0.10$$

Luego se realizó una verificación del diagrama de fuerza cortante a una distancia de 108 cm. desde la cara de la columna, dando como resultado un cortante isostático de 14.91 ton.



Con este cortante obtuvimos:  $V_u = 14.91 + \frac{25.40 + 11.02}{5.48} = 21.56 \text{ ton.}$

Luego calculamos  $V_s$  de la misma manera que lo hicimos para el caso anterior para luego obtener el espaciamiento requerido:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{21.56}{0.85} - 10.37 = 14.99 \text{ ton.}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad s = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 54}{14990} = 21.48 \text{ cm.}$$

Por lo tanto fuera de la zona de confinamiento tuvimos un espaciamiento máximo de 20 cm.

Es así como finalmente obtuvimos la siguiente distribución de estribos:

$$1 @ 0.05, 10 @ 0.10, \text{ resto } @ 0.20$$

Como se puede observar la exigencia de estribos considerando efectos sísmicos es mayor a las exigencias en base a momentos nominales.

### 9.3.- Deflexiones

Según la Norma Peruana E.060 será posible obviar el cálculo de las deflexiones del elemento estructural, en este caso las vigas peraltadas, cuando se cumpla la siguiente condición:

$$h \geq \frac{L}{16}$$

En este caso, la mayor longitud de la viga es la correspondiente al paño comprendido entre el eje 5 y el eje 7 y es igual a 5.475m., por lo tanto:

$$h \geq \frac{5.475}{16} = 0.34 \text{ m} < 0.60 \text{ m}$$

Finalmente, no se verificarán deflexiones en las vigas peraltadas.

#### 9.4.- Control de fisuración

La norma E0.30 no controla directamente el ancho de las grietas. Lo que hacen es un control indirecto del ancho mediante el cálculo del parámetro “Z”, el cual queda definido por la siguiente ecuación:

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

donde:

- fs: Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio
- A: Área efectiva del concreto en tracción
- dc: Recubrimiento de la varilla

El refuerzo en las zonas de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente de tal modo de obtener un valor “Z” menor o igual a:

Para condiciones de exposición interior: 31000 kg/cm.

Para condiciones de exposición exterior: 26000 kg/cm.

Para calcular el valor de fs la Norma permite asumir un valor de  $f_s = 0.6 f_y$ . Por tanto, el caso más crítico será cuando se tenga el menor número de barras en la zona en tracción. En este caso, serán las dos barras de acero que hemos decidido correr en todas las vigas.

Así, tendremos:

$$Z = 0.6 * 4200 * \sqrt[3]{(6 * 12 * 12.5)} \approx 24330 \text{ kg/cm} < 26000 \text{ kg/cm} < 31000 \text{ kg/cm}$$

Por lo tanto con este valor se está cumpliendo con ambas condiciones de exposición.

#### 9.5.- Corte del acero de refuerzo

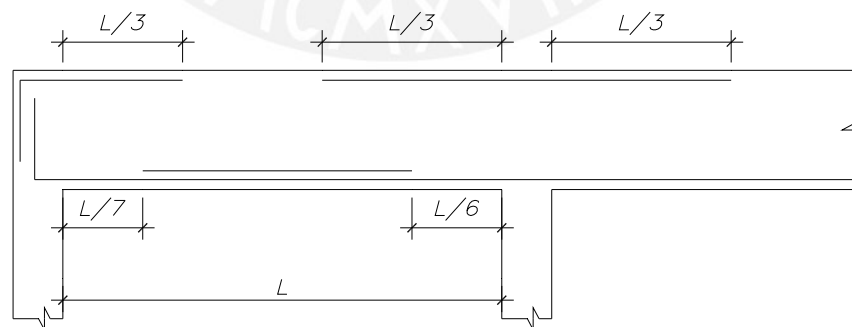
El acero de refuerzo se deberá cortar, con el fin de tener un diseño económico, en las zonas donde ya no sea necesario, obteniéndose de esta manera los denominados bastones. Estos tendrán una determinada dimensión de acuerdo a su longitud de anclaje.

Para el corte del acero de refuerzo, se siguió lo dictado por la Norma Peruana de Concreto Armado E.060, así como algunas recomendaciones del curso de concreto armado 2:

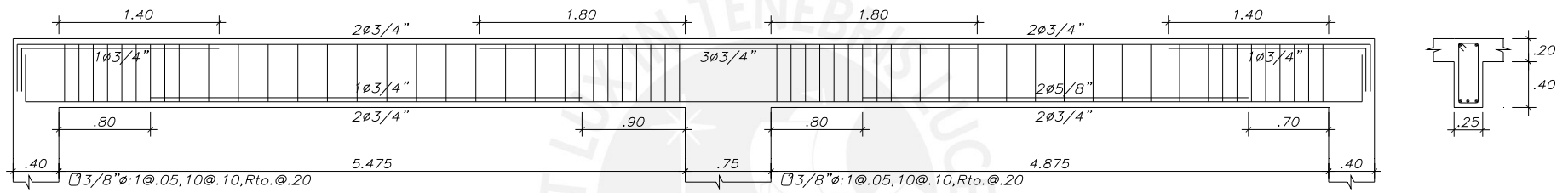
- El refuerzo se debe extender, más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a  $d$  ó  $12 d_b$ , la que sea mayor.
- Los bastones negativos se cortan a un cuarto de la luz libre.
- Si se tiene un momento de sismo considerable, los bastones negativos se cortan a un tercio de la luz libre.
- El acero negativo en el extremo interior se corta a un sexto de la luz libre, mientras que el acero negativo en el extremo exterior se corta a un séptimo de la luz libre.

Primero se hizo el corte del refuerzo utilizando las recomendaciones del curso de concreto armado 2 y luego se verificó que las dimensiones adoptadas cumplieran con lo dictado por la Norma E.060. Es decir, a los bastones negativos se les resto  $d$  o  $12d_b$ , el que fuera mayor, mientras que al bastón positivo se le sumaron los mismos valores; todo esto con la intención de hallar el punto teórico de corte y verificar en el diagrama de momentos que el momento obtenido con el área de acero restante es suficiente.

A continuación se presenta el esquema para el corte de refuerzo utilizado:



Por lo tanto el diseño final de la viga V-10 es el siguiente:



VIGA V-10 (.25x.60)

## CAPÍTULO X

### DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales utilizados primordialmente para soportar cargas de compresión. Transmiten las cargas de los pisos superiores hasta la planta baja y después al suelo, a través de la cimentación. Puesto que las columnas son elementos a compresión, la falla de una columna en un lugar crítico puede causar el colapso de la estructura completa.

En términos económicos y de pérdidas humanas, la falla estructural de una columna es un evento de principal importancia. Es por esto que se debe tener un cuidado extremo en el diseño de las columnas, que deben tener una reserva de resistencia más alta que las vigas o que cualquier otro elemento estructural horizontal, especialmente porque las fallas de compresión poseen muy poca advertencia visual, lo que también se denomina falla frágil.

En el diseño de las columnas se considera que los momentos flectores y las cargas axiales actúan simultáneamente. A este efecto se le denomina flexocompresión. Se asumen las mismas hipótesis del diseño por flexión teniendo presente un problema adicional, la esbeltez del elemento.

#### 10.1.- Esbeltez de columnas

La esbeltez de las columnas se evalúa utilizando un factor de corrección denominado  $\delta$ , el cual se subdivide en  $\delta_1$  y  $\delta_g$ . El primero ( $\delta_1$ ), corrige el momento debido a cargas de gravedad, mientras que el segundo ( $\delta_g$ ), corrige el momento debido a desplazamientos laterales relativos producidos generalmente por los sismos.

Por lo tanto, de acuerdo a la Norma los momentos de diseño vienen dados por la siguiente expresión:

$$M_c = \delta_1 * M_{uv} + \delta_g * M_{us}$$

Donde: Muv: Momento debido a cargas verticales amplificadas.  
Mus: Momento debido a cargas de sismo amplificadas.  
 $\delta 1$ : factor de corrección por esbeltez local.  
 $\delta g$ : factor de corrección por esbeltez global.

### 10.1.1.- Efecto local de esbeltez

El factor  $\delta 1$  se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$\delta 1 = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{\phi Pc}} \geq 1$$

Donde: Pu: carga amplificada acuante sobre la columna  
 $\phi$ : factor de reducción de resistencia ( $\phi=0.7$ )  
Pc: carga crítica de pandeo (Fórmula de Euler)  
Cm: coeficiente que considera la relación de los momentos de los nudos y el tipo de curvatura.

Según la norma los efectos locales de esbeltez se pueden despreciar si se cumple que:

$$\frac{Ln}{r} < 34 - 12 * \frac{M_1}{M_2}$$

donde: Ln: luz libre de la columna en la dirección analizada

r: radio de giro de la sección transversal  $\left( \sqrt{\frac{I}{A}} \right)$

$M_1$ : momento flector menor de diseño en el extremo de la columna, es positivo si el elemento está flexionado en curvatura simple y es negativo si hay doble curvatura.

$M_2$ : momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna, siempre positivo.

Al revisar los momentos de las columnas apreciamos que siempre se presenta el caso de doble curvatura, por lo tanto para llegar a la conclusión que estos efectos pueden ser despreciados bastará con verificar que  $\frac{Ln}{r} < 34$ .

Luz libre de las columnas para ambas direcciones =  $2.70 - 0.60 = 2.10$  m.

Para secciones rectangulares tenemos que  $r \approx 0.30 \cdot h$  entonces,

$$r_x = 0.30 \cdot 0.75 = 0.225 \text{ m.} \quad r_y = 0.30 \cdot 0.25 = 0.075 \text{ m.}$$

Por lo tanto tendremos:

$$r_x = \frac{2.10}{0.225} = 9.33 < 34 \quad r_y = \frac{2.10}{0.075} = 28 < 34$$

Finalmente concluimos que los efectos locales de esbeltez pueden ser despreciados debido a que el factor  $\delta_1$  será igual a 1 en todos los casos.

### 10.1.2.- Efecto global de esbeltez

El factor  $\delta_g$  se evalúa mediante las siguientes expresiones:

$$\delta_1 = \frac{1}{1-Q} \quad \text{ó} \quad \delta_1 = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{\phi \sum Pc}}$$

El factor Q representa al índice de estabilidad del edificio y se calcula mediante:

$$Q = \frac{(\sum Pu) \cdot u}{V_u \cdot h}$$

Donde:  $\sum Pu$ : Suma de cargas axiales de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

u: deformación relativa de entrepiso.



$V_u$ : fuerza cortante amplificada a nivel de entrepiso, debida a las cargas laterales.

$h$ : altura del entrepiso considerado.

Si el índice  $Q$  es menor que 0.06, se podrá considerar que el entrepiso está arriostrado lateralmente y los efectos globales de segundo orden se pueden despreciar.

El caso más crítico se dará en el semisótano y en la dirección X,

$$\begin{aligned}\Sigma P_u &= 1.25 * 1.10 * (5 * 213.21 + 246) = 1805 \text{ ton.} \\ u &= 0.0014 \\ V_u &= 1.47 * 159.93 = 235 \text{ ton.} \\ h &= 2.70 \text{ m.}\end{aligned}$$

Entonces el valor  $Q$  será:

$$Q = \frac{1805 * 0.0014}{235 * 2.70} = 0.004 \leq 0.06$$

Finalmente concluimos que los efectos globales de esbeltez pueden ser despreciados debido a que el valor  $Q < 0.06$ .

### 10.2.- Flexión biaxial

En el caso de las columnas de esta edificación, no hubo ninguna que presentara momentos flectores altos en ambas direcciones. La flexión biaxial es crítica cuando los momentos de carga de gravedad son significativos, lo que no se presentó en esta edificación.

### 10.3.- Diseño por flexocompresión

A manera de ejemplo resolveremos la columna C1 correspondiente al eje 7.

Cargas actuantes

El diseño se hace por flexocompresión y por corte considerando las cargas amplificadas mediante las cinco combinaciones utilizadas en el diseño de vigas, ya



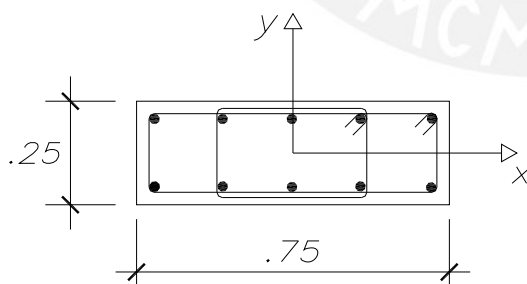
que estos elementos soportan cargas de sismo adicionales a las de gravedad, tal como se observó en el análisis sísmico.

Carga	X-X	Y-Y
P cm	149.44	149.44
P cv	28.50	28.50
P cs	6.97	5.52
M cm	1.46	0.00
M cv	0.36	0.00
M cs	8.80	1.56

Combinaciones	X-X		Y-Y	
	Pu	Mu	Pu	Mu
1.5cm + 1.8cv	275.46	2.83	275.46	0.00
1.25(cm+cv) + cs	229.40	11.07	227.94	1.56
1.25(cm +cv) - cs	215.45	-6.53	216.91	-1.56
0.9cm + cs	141.47	10.11	140.01	1.56
0.9cm - cs	127.52	-7.49	128.98	-1.56

Para diseñar las columnas por flexocompresión se construyó un diagrama de interacción para cada una de ellas. El diagrama de interacción se obtiene en base a las dimensiones de la sección transversal y a la cantidad y distribución de acero de refuerzo vertical colocado.

Para un refuerzo de  $4\phi 1'' + 6\phi 3/4''$  repartidos en 5 capas se obtiene el siguiente diagrama de interacción:

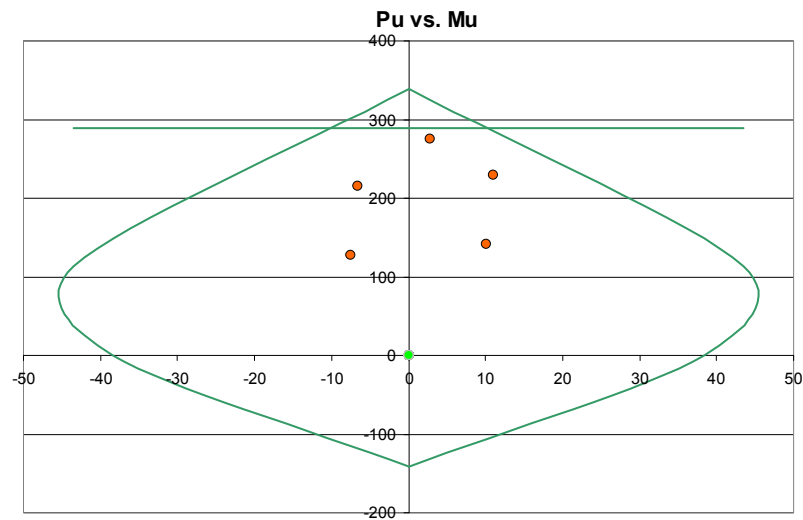


Área total de la sección =  $1875 \text{ cm}^2$

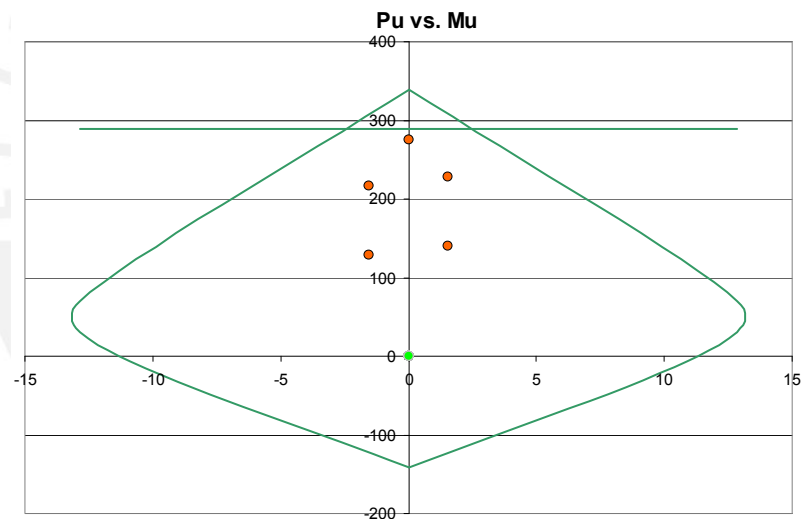
Área total de acero =  $37.44 \text{ cm}^2$

Cuantía = 1.99 %

Dirección Y-Y:



Dirección X-X:



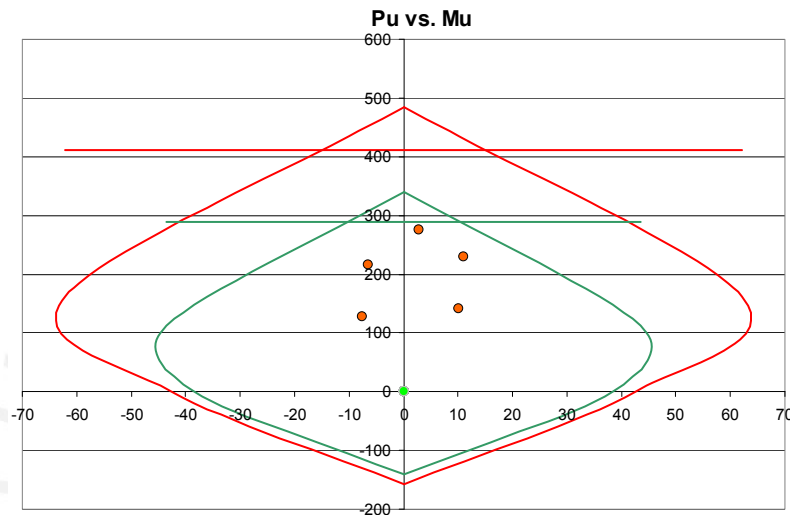
Se aprecia que el diseño se encuentra gobernado por la hipótesis de carga vertical (1.5cm + 1.8cv). Esto se debe a la presencia de placas, ya que las placas absorben gran porcentaje del cortante sísmico y por tanto las columnas no tienen mucho momento de sismo.

#### 10.4.- Diseño por corte

Una vez que se ha diseñado por flexocompresión se procede a diseñar por corte y se debe verificar que haya más resistencia por corte para lo cual la fuerza cortante última se calculará en base a los momentos nominales ( $M_n$ ) en los extremos de la

luz libre correspondiente a la fuerza axial  $P_u$  que dé como resultado el mayor momento nominal posible según las combinaciones:

Combinaciones	X-X	
	$P_u$	$M_n$
$1.25(cm+cv) + cs$	229.40	52.5
$1.25(cm +cv) - cs$	215.45	55.0
$0.9cm + cs$	141.47	63.0
$0.9cm - cs$	127.52	64.0



Para el cálculo del cortante de diseño se utilizó la siguiente fórmula:

$$V_u = \left( \frac{M_{n_{sup}} + M_{n_{inf}}}{l_n} \right)$$

Donde “ $M_n$  inf” y “ $M_n$  sup” son los momentos nominales inferior y superior en los extremos de la altura libre “ $l_n$ ” del elemento.

$$V_u = \left( \frac{64 + 64}{2.1} \right) = 60.95 \text{ ton}$$

Según la Norma existe una limitación en cuanto al cortante máximo que pueda actuar en una sección:

$$V_{u_{máx}} = 2.6 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot w \cdot d$$

En este caso,  $Vu_{m\acute{a}x} = 2.6 \times 0.85 \times \sqrt{210} \times 25 \times 69 = 55.24 \text{ ton}$

Si  $Vu$  excede de  $Vu_{m\acute{a}x}$ , será necesario incrementar la resistencia del concreto  $f^*c$ , cambiar las dimensiones de la sección. Esta limitación es para evitar la falla del concreto comprimido antes de que se inicie la fluencia de los estribos.

Como se puede observar  $Vu$  excede  $Vu_{m\acute{a}x}$ , esto se debe a que para obtener  $Vu$  se han usado los momentos nominales. Pero, si utilizamos el  $Vu$  actuante en la columna, ( $Vu = 6.90 \text{ ton.}$ ) y lo multiplicamos por el factor de reducción ( $R = 4.5$ ) para obtener el valor correspondiente al rango elástico, tenemos  $Vu = 31.05$ . Este valor es el máximo valor posible, por lo que en adelante trabajaremos con el.

La contribución del concreto para miembros sujetos adicionalmente a compresión axial será:

$$Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f^*c} \cdot b \cdot d \cdot \left( 1 + \frac{0.0071 \cdot Nu}{Ag} \right)$$

Donde:  $Nu$  es la carga axial última y se expresa en kg.  
 $Ag$  es el área bruta de la sección expresada en  $\text{cm}^2$ .

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 69 \times \left( 1 + \frac{0.0071 \times 275460}{1875} \right) = 27.07 \text{ ton}$$

La contribución en la resistencia aportada por el refuerzo transversal ( $Vs$ ) se calcula la misma forma que en el capítulo del diseño de vigas, es decir:

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{31.05}{0.85} - 27.07 = 9.46 \text{ ton}$$

Por lo tanto tendremos un espaciamiento igual a:

$$s = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs} = \frac{(4 \times 0.71) \times (4200) \times (69)}{9460} = 87.00 \text{ cm}$$

#### 10.4.1.- Requisitos sísmicos de espaciamiento de estribos en columnas

En ambos extremos de la columna existirá una zona de confinamiento “lo” medida desde la cara del nudo, la cual no será menor que:

- Un sexto de la luz libre.
- 45 cm.
- La máxima dimensión de la sección transversal del elemento.

En este caso tenemos que la sección de la columna C-1 es de 25 cm. x 75 cm. y una altura libre de 2.10 m., por lo tanto la zona de confinamiento tendrá una distancia igual a  $l_o = 75$  cm.

Los estribos que se encuentren dentro de la zona de confinamiento tendrán un espaciamiento “s” que no deberá exceder el menor de los siguientes valores:

- La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento.
- 10 cm.

Por lo tanto tenemos:

$$25 / 2 = 12.5 \text{ cm.}$$

$$75 / 2 = 37.5 \text{ cm.}$$

$$10.0 \text{ cm.} = s$$

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento del refuerzo transversal no deberá exceder de:

- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- La menor dimensión del elemento.
- 30 cm.

La columna tiene una sección transversal de 25 cm. x 75 cm. y la barra de menor diámetro es una de  $\frac{3}{4}$ ”, por lo tanto el espaciamiento “s” fuera de la zona de confinamiento será de 25 cm.

Dentro del nudo el espaciamiento mínimo deberá ser igual a:

$$s \leq \frac{A_v * f_y}{(7 * b)} \quad \text{donde} \quad s < 15 \text{ cm.}$$

$$s \leq \frac{4 * 0.71 * 4200}{(7 * 25)} = 68.16 \text{ cm.} \quad \text{Entonces } s = 15 \text{ cm.}$$

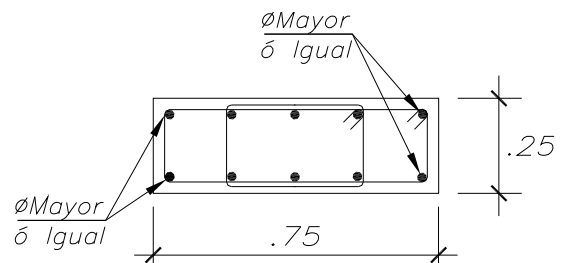
El primer estribo se colocará máximo a 5 cm. de la cara del nudo.

Finalmente la distribución de estribos quedó definida de la siguiente manera:

$$2 \square 3/8'' \ 1@0.05, 7@0.10, \text{ resto}@0.25$$

Por lo tanto el diseño final de la columna C-1 es el siguiente:

- Del semisótano al primer piso:  $4\phi 1'' + 6\phi 3/4''$   
 $2 \square 3/8'' \ 1@0.05, 7@0.10, \text{ resto}@0.25$
- Del segundo piso al tercer piso:  $10\phi 3/4''$   
 $2 \square 3/8'' \ 1@0.05, 7@0.10, \text{ resto}@0.25$
- Del cuarto piso al quinto piso:  $4\phi 3/4'' + 6\phi 5/8''$   
 $2 \square 3/8'' \ 1@0.05, 7@0.10, \text{ resto}@0.25$



$$4\phi 1'' + 6\phi 3/4''$$

$$2 \square 3/8'' \ 1@.05, 7@.10, \text{ resto}@.25$$

C-1

## CAPÍTULO XI

## DISEÑO DE MUROS DE CORTE O PLACAS

Los muros de corte, o placas, son aquellos elementos estructurales capaces de resistir tanto cargas axiales como cargas laterales. El procedimiento de diseño es similar al seguido para una columna, con la particularidad que, debido a su gran rigidez lateral absorben grandes momentos y cortantes producidos por las fuerzas de sismo.

Los muros de corte se diseñaron tanto por flexocompresión como por corte, siguiendo los mismos procedimientos que los realizados en el diseño de columnas.

Para poder aplicar los lineamientos establecidos para flexocompresión al diseño de las placas estas deben ser consideradas como muros esbeltos. Es decir, la relación entre la altura total de la placa y su longitud deberá ser mayor que 1 ( $H / L > 1$ ).

Como ejemplo tenemos la placa P2 la cual es la más larga del edificio.

$$H = 16.2\text{m} \quad L = 9.7\text{m} \quad H/L = 1.7 \quad \text{Cumple!}$$

**11.1.- Acero de refuerzo mínimo**

Tanto para el acero de refuerzo vertical como para el horizontal la cuantía mínima será:

$$\rho \geq 0.0025$$

Cuando  $V_u$  sea menor que  $0.5\phi V_c$ , las cuantías de refuerzo horizontal y vertical podrán reducirse a:

$$\rho_h \geq 0.0020 \quad \rho_v \geq 0.0015$$

El espaciamiento de ambos refuerzos no será mayor que tres veces el espesor del muro ó 45 cm.

Cuando el espesor del muro sea mayor o igual a 25 cm, deberá distribuirse el refuerzo por corte horizontal y vertical en dos caras.

Cuando el muro tiene un espesor menor se recomienda una capa de refuerzo vertical y horizontal, que se ubica en el centro de la placa, con el fin de evitar la aglomeración del refuerzo.

### 11.2.- Diseño por flexocompresión

El refuerzo vertical deberá distribuirse a lo largo de la longitud del muro, concentrando mayor refuerzo en los extremos.

Al diseñar los muros de corte, se colocará el esfuerzo vertical distribuido a lo largo de la longitud del muro y concentrado en los extremos y en las zonas donde llegan vigas perpendiculares al plano de la planta.

A continuación se muestra el diseño de la placa P4 del semisótano perteneciente al eje X-X

Cargas actuantes:

Carga	X-X
P cm	108.62
P cv	19.18
P cs	0.00
M cm	0.00
M cv	0.00
M cs	570.65

Combinaciones	X-X		
	Pu	Mu	Vu
1.5cm + 1.8cv	197.45	0.00	0.00
1.25(cm+cv) + cs	159.75	570.65	94.32
1.25(cm +cv) - cs	159.75	-570.65	94.32
0.9cm + cs	97.76	570.65	94.32
0.9cm - cs	97.76	-570.65	94.32

Al igual que para el diseño de columnas se deberá construir el correspondiente diagrama de interacción. El diagrama de interacción depende de la cantidad y distribución de acero de refuerzo longitudinal colocado, y de la sección transversal de concreto del elemento.

En este caso, la distancia “d” se tomó igual a 0.8L.



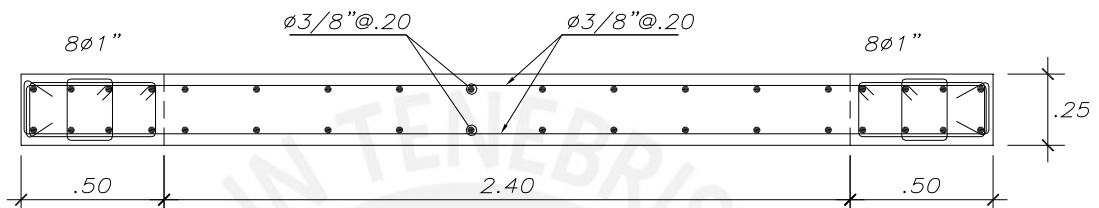
Calculamos el acero mínimo considerando un ancho de 1.00 m.

$$A_{s_{min.}} = 0.0025.t.h = 0.0025 \times 25 \times 100 = 6.25 \text{ cm}^2$$

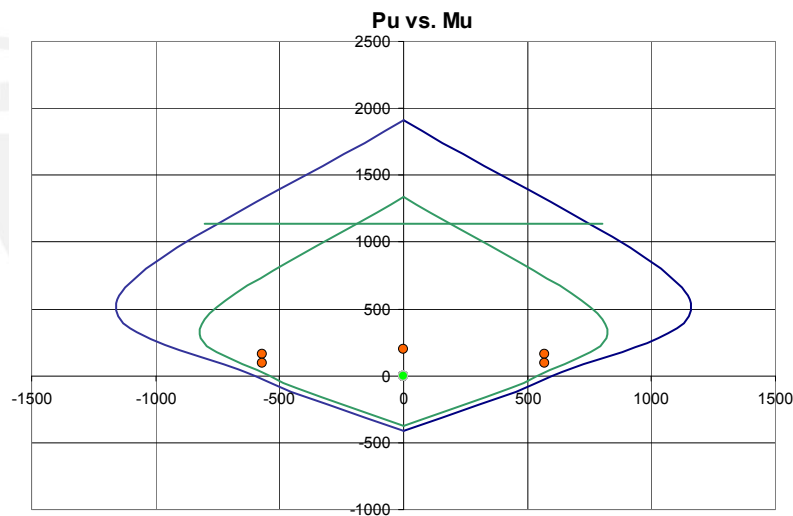
Es así como tenemos la siguiente distribución de acero:

Extremos confinados:  $8\phi 1''$

Refuerzo distribuido:  $2\phi 3/8'' @ 0.20$



Para esta distribución de acero se obtiene el siguiente diagrama de interacción:



Como se observa en el gráfico, los pares de carga axial y momento flector son, en todo, momento resistidos por la sección. Es decir, se encuentran por debajo de la curva del diagrama de interacción pero a la vez lo más cerca posible a esta.

### 11.3.- Diseño por corte

Los muros con esfuerzos de corte debidos a la acción de fuerzas coplanares se diseñarán considerando:

$$Vu \leq \phi Vn$$

$$Vn = Vc + Vs$$

donde:

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

y Vn no deberá exceder de:  $2.6 * \sqrt{f'c} * t * d$

Además para que el aporte del concreto pueda considerarse se deberá cumplir lo siguiente:

$$\frac{Nu}{Ag} \geq 0.1 * f'c$$

donde: Nu es la carga axial última y se expresa en kg.  
Ag es el área bruta de la sección expresada en cm<sup>2</sup>.

La fuerza cortante de diseño deberá cumplir con lo siguiente:

$$Vu \geq Vu_{análisis} \cdot \left( \frac{Mu_{teórico}}{Mu_{análisis}} \right) * w\gamma$$

donde:

$Mu_{teórico}$ : momento flector teórico asociado a Pu que resiste la sección con el refuerzo realmente proporcionado y sin considerar el factor de reducción de capacidad  $\phi$ .

$w_\gamma$  : factor de amplificación dinámica, según:

$$w_\gamma = 0.9 + n / 10, \quad \text{si} \quad n \leq 6$$

$$w_\gamma = 1.3 + n / 30, \quad \text{si} \quad 6 < n \leq 15$$

Si:  $n > 15$ , se usará  $n = 15$ . Siendo  $n$  el número de pisos.

Esta disposición de la norma E.060 pretende proporcionar más resistencia por cortante, lo que ocasiona que este diseño se vuelva crítico ya que el factor  $w_\gamma$  incrementa considerablemente el cortante de diseño.

Por recomendación del asesor de esta tesis el factor de amplificación dinámica “ $w_\gamma$ ” se consideró igual a 1.0.

Por lo tanto, la expresión para calcular la fuerza cortante de diseño quedó de la siguiente manera:

$$Vu \geq Vu_{\text{análisis}} \cdot \left( \frac{Mu_{\text{teórico}}}{Mu_{\text{análisis}}} \right)$$

En el caso de la placa P-4 y de acuerdo a las fuerzas obtenidas del análisis sísmico y de los diagramas de interacción, tenemos el siguiente cuadro de donde pudimos calcular el valor del cortante de diseño:

Combinaciones	X-X	
	Pu	Mn
1.25(cm+cv) + cs	159.75	860
1.25(cm +cv) - cs	159.75	860
0.9cm + cs	97.76	750
0.9cm - cs	97.76	750

$$Vu \geq 94.32 * \left( \frac{860}{570.65} \right) = 142.15 \text{ ton}$$

Ahora calculamos la resistencia que proporciona el concreto:

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

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * (340 * 0.8) = 52.27 \text{ ton}$$

Verificamos si este aporte del concreto puede ser considerado:

$$\frac{N_u}{A_g} \geq 0.1 * f'c \quad \frac{197450}{8500} = 23.23 \text{ kg/cm}^2 \geq 0.1 * 210 = 21 \text{ kg/cm}^2$$

Ya que verificamos que el aporte del concreto sí puede ser considerado calculamos  $V_s$  de acuerdo a la siguiente expresión:

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

$$V_s = \frac{142.15}{0.85} - 52.27 = 114.97 \text{ ton}$$

Por lo tanto tendremos un espaciamiento igual a:

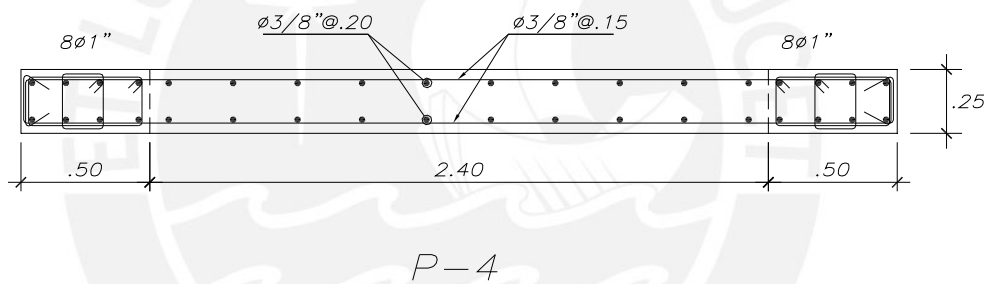
$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$s = \frac{(2 \times 0.71) \times (4200) \times (272)}{114970} = 14.11 \text{ cm}$$

Finalmente tenemos el siguiente diseño de la placa P-4:

Del semisótano al primer piso:	Extremos confinados:	8 $\phi$ 1"
	Refuerzo vertical:	2 $\phi$ 3/8" @ 0.20
	Refuerzo horizontal:	2 $\phi$ 3/8" @ 0.15

Del segundo piso al quinto piso:	Extremos confinados:	4 $\phi$ 1"+4 $\phi$ 3/4"
	Refuerzo vertical:	2 $\phi$ 3/8" @ 0.20
	Refuerzo horizontal:	2 $\phi$ 3/8" @ 0.15



## CAPÍTULO XII

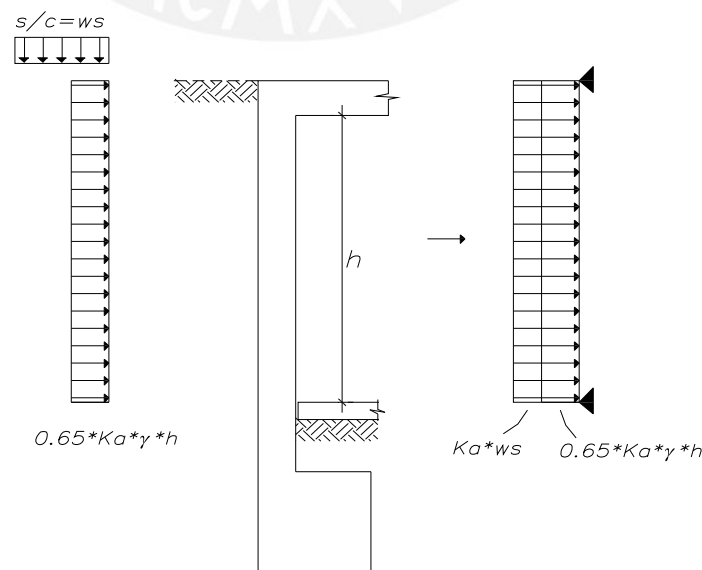
## DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO

Los muros de sótano son muros que se diseñan para resistir el empuje del suelo y en ocasiones para cargas verticales que le llegan de la superestructura. Tienen apoyos tanto en la parte superior como en la inferior, ya que en la parte superior se encuentran restringidos por la losa de techo del sótano y en la parte inferior por la cimentación.

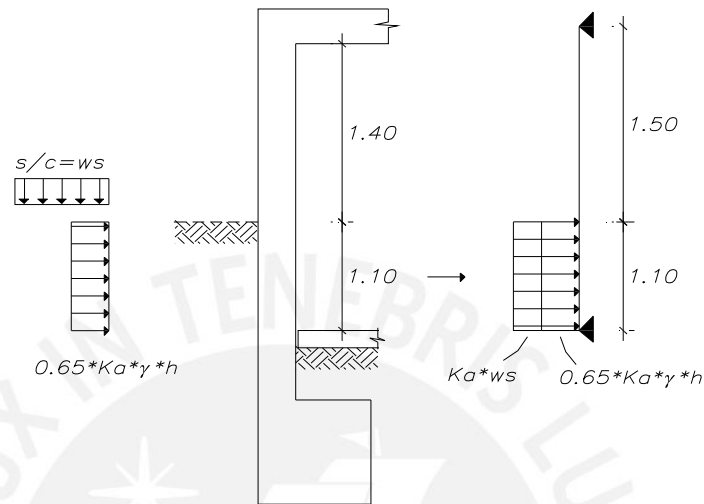
Sobre este tipo de muro actúan cargas verticales y horizontales, tanto perpendicularmente como coplanarmente. Las cargas verticales son las cargas provenientes de los pisos superiores de la estructura y como cargas horizontales tenemos: perpendicularmente al llamado empuje de los suelos en reposo y coplanarmente a las fuerzas provenientes del análisis sísmico. Por lo tanto se tuvo que analizar la participación de ambos tipos de carga horizontales en el comportamiento del muro.

## 12.1.- Cargas perpendiculares

Basándonos en la teoría expuesta por el Ing. Teodoro Harmsen en su libro “Diseño de Estructuras de Concreto Armado” podemos tener la siguiente idealización del diagrama de presiones de un muro de sótano:



En nuestro caso, no tenemos un sótano propiamente dicho sino un semisótano con un desnivel de 1.10 m. entre el nivel de la calle y el nivel de piso terminado del semisótano por lo que tendremos el siguiente escenario:



### 12.1.1.- Diseño por flexión

Datos del terreno:

- Grava arenosa típica de Lima:  $\gamma = 2000 \text{ kg./m}^3$   
 $\phi = 30^\circ$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = 0.33$$

$$w_s = 0.25 \text{ ton/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Empuje} &= 0.65 * K_a * \gamma * h + K_a * w_s \\ &= 0.472 + 0.0825 = 0.56 \text{ ton. / m.} \end{aligned}$$

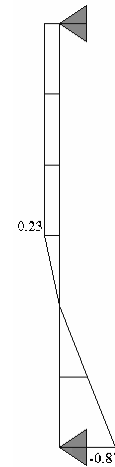
$$\text{Empuje total} = 1.8 * \text{Empuje} = 1.00 \text{ ton. / m.}$$

Con este valor de carga obtuvimos los siguientes diagramas:

DMF



DFC



Luego, utilizamos los siguientes datos para a calcular el acero vertical:

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm.} \\ t &= 20 \text{ cm.} \\ w &= 1 \text{ ton./m.} \end{aligned}$$

Del diagrama de momento flector obtuvimos el valor del momento máximo para luego mediante el uso de las fórmulas para secciones rectangulares calcular el área de acero vertical requerida para el muro:

$$M_u = 0.38 \rightarrow A_s = 0.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min.}} = 0.0020 * b * t = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero colocado} = 2 \text{ } \phi \text{ } 3/8" @ 0.30$$

### 12.1.2.- Diseño por corte

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

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 14$$



$$\phi V_c = 9.14 \text{ ton.}$$

Se cumple que  $\phi V_c > V_u$  El concreto es capaz de resistir todo el cortante último.

## 12.2.- Cargas coplanares

A manera de ejemplo analizaremos el muro del semisótano del eje A ubicado entre el eje 4 y el eje 7. Este muro no clasifica como muro esbelto, es decir, la relación entre la altura total del muro y su longitud no es mayor que 1 ( $H / L > 1$ ) pero debido a que soporta cargas de sismo se siguieron los lineamientos propios de flexocompresión para muros de corte.

### 12.2.1.- Diseño por flexocompresión

Cargas actuantes sobre el muro:

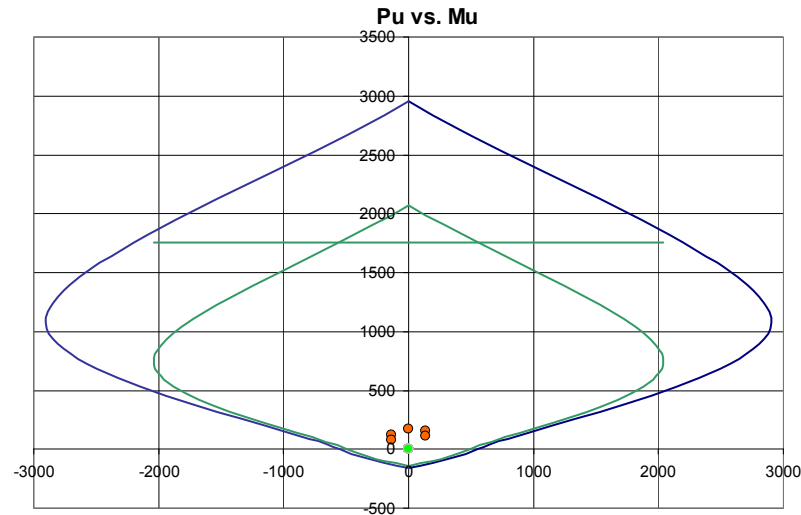
Carga	Y-Y
P cm	103.5
P cv	7.68
P cs	16.93
M cm	0.00
M cv	0.00
M cs	133.8

Combinaciones	Y-Y		
	Pu	Mu	Vu
1.5cm + 1.8cv	169.07	0.00	0.00
1.25(cm+cv) + cs	155.91	133.80	77.62
1.25(cm +cv) - cs	122.05	-133.80	77.62
0.9cm + cs	110.08	133.80	77.62
0.9cm - cs	76.22	-133.80	77.62

Para realizar el diseño por flexocompresión tomamos la distribución de acero vertical calculada anteriormente y realizamos un diagrama de interacción.

Datos del muro:

Largo	=	785 cm.
Espesor	=	20 cm.
Acero colocado	=	2 $\phi$ 3/8" @ 0.30



Como se observa en el gráfico, los pares de carga axial y momento flector son, en todo, momento resistidos por la sección. Es más, de acuerdo al diagrama podemos concluir que existe una gran holgura, ya que estos pares se encuentran lejos de la curva del diagrama.

### 12.2.2.- Diseño por corte

Primero calculamos la resistencia que proporciona el concreto mediante la siguiente expresión:

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

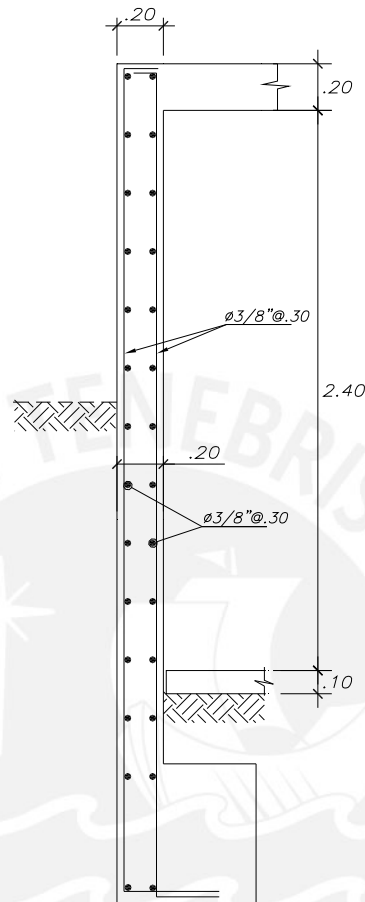
$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 20 * (785 * 0.8) = 96.47 \text{ ton}$$

Tenemos que  $\phi V_c > V_u$  por lo que el concreto es capaz de resistir todo el cortante último, así que colocamos como acero de refuerzo el acero mínimo horizontal.

$$A_{s_{\min.}} = 0.0020 * b * t = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero colocado} = 2 \text{ } \phi \text{ } 3/8'' @ 0.30$$

El diseño final para el muro del semisótano del eje A ubicado entre el eje 4 y el eje 7 es el siguiente:



Este diseño es estrictamente para muros del semisótano que no continúan hacia los pisos superiores como muros de corte. Se hizo esta distinción debido a que los requerimientos de resistencia a fuerza cortante y momento flector son mayores en el caso de los muros de corte de los pisos superiores al llegar al nivel del semisótano.

## CAPÍTULO XIII

### DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

La función de la cimentación es transmitir con seguridad las cargas de las columnas, muros de corte o muros de contención al terreno; sin asentamientos laterales peligrosos para la estructura y sin exceder el esfuerzo admisible del terreno.

Para poder diseñar la cimentación de la estructura generalmente se debe adquirir la mayor información posible sobre las propiedades del suelo en el lugar sobre el cual se piensa cimentar. Estas propiedades se obtienen a través de un estudio de mecánica de suelos (EMS). En la presente tesis se ha asumido que la presión admisible del terreno, ubicado en el distrito de Surco, es igual a  $4 \text{ kg/cm}^2$ .

En el diseño de la cimentación se considero conveniente tener dos tipos de cimentaciones: zapatas conectadas y zapatas combinadas.

Las columnas centrales inicialmente se iban a cimentar sobre zapatas aisladas pero debido a que los muros de corte ubicados en el límite de propiedad sólo podían tener un volado hacia la parte interior del terreno y esto produce una excentricidad, se decidió conectar las zapatas de las columnas interiores con la cimentación de los muros.

Los muros que componen la caja de la escalera se cimentaron sobre una zapata combinada, debido a la cercanía que existe entre ellas y además para que sirva de losa de fondo a la cisterna.

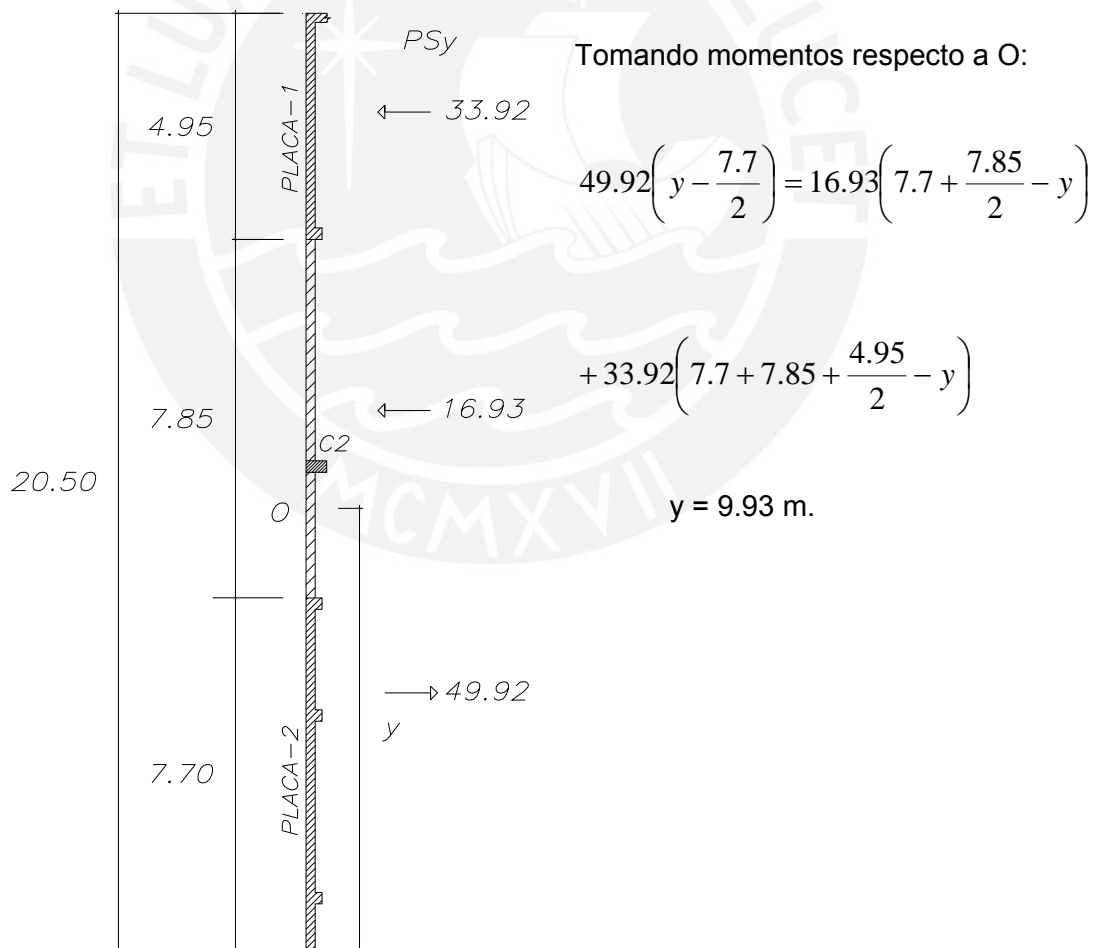
#### 13.1 Diseño de zapatas aisladas

Se muestran los momentos y cargas axiales, en servicio, de todo el muro del semisótano correspondiente al eje A, el cual esta compuesto por la placa P-1, el muro 1 y la columna C-2 y la placa P-2.

	CM			CV			CSx		CSy	
	P	Mx	My	P	Mx	My	P	Mx	P	My
Placa P-1	99.91	0	0	15.63	0	0	64.06	0	33.92	98.58
Muro 1	103.5	0	0	7.68	0	0	38.54	0	16.93	133.8
Placa P-2	138.8	0	0	16.57	0	0	25.12	0	49.92	388.6
	342.2			39.88			127.7			621

Se decidió unir las cimentaciones de estos tres muros y convertirla en una única cimentación dada su proximidad, además se decidió conectar estas zapatas a las zapatas de las columnas centrales mediante vigas de cimentación. Por lo cual, para el diseño de las zapatas primero calculamos el muro sólo y luego realizamos la verificación de una parte del muro con una columna central.

Para poder realizar el dimensionamiento de la zapata y luego las verificaciones correspondientes primero debimos ubicar el centroide de toda la sección para el caso de cargas axiales de sismo en la dirección Y.



### 13.1.1.- Dimensionamiento de la zapata del muro

#### 13.1.1.1 Verificación por gravedad

$$Area = \frac{1.05(P_{cm} + P_{cv})}{40} = \frac{1.05(342.20 + 39.88)}{40} = \frac{1.05(382.08)}{40} = 10.03 \text{ m}^2$$

pero  $L = 20.50 \text{ m}$ . entonces,  $B_{\text{mín}} = \frac{10.03}{20.5} = 0.50 \text{ m}$

Para continuar con el diseño se verificarán las dimensiones de la zapata para condiciones de sismo, asumiendo una base  $B = 0.80 \text{ m}$ .

#### 13.1.1.2 Verificación por sismo

La capacidad portante del suelo es de  $40 \text{ ton/m}^2$  pero la norma permite que para casos de sismo este valor pueda ser elevado en un 20% es decir  $48 \text{ ton/m}^2$ .

Verificación por Sismo en Y:

$$\sigma = \frac{1.05(P_{cm} + P_{cv})}{BxL} + \frac{6(M_{sy})}{BxL^2} + \frac{6(P_{sy})x(y)}{BxL^2} = \frac{1.05(382.08)}{0.8x20.5} + \frac{6(620.96)}{0.8x20.5^2} + \frac{6(50)x(9.93)}{0.8x20.5^2}$$

$$\sigma = 24.46 + 11.08 + 8.86 = 44.40 \text{ ton/m}^2 < 48 \text{ ton/m}^2 \text{ ok!}$$

Verificación por Sismo en X:

$$\sigma = \frac{1.05(P_{cm} + P_{cv})}{BxL} + \frac{P_{sx}}{BxL} = \frac{1.05(382.08)}{0.8x20.5} + \frac{127.72}{0.8x20.5} =$$

$$\sigma = 24.46 + 7.79 = 32.35 \text{ ton/m}^2 < 48 \text{ ton/m}^2 \text{ ok!}$$

#### 13.1.1.3.- Determinación de la reacción amplificada del suelo

De manera aproximada se calculará la presión última del sueño usando un coeficiente de 1.6 para la combinación sin sismo y 1.25 para la combinación con sismo:

$$\sigma_{\text{sin sismo}} = 24.46 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{diseño}} = 24.46 * 1.60 = 39.14 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{con sismo}} = 44.40 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{diseño}} = 44.40 * 1.25 = 55.50 \text{ ton/m}^2$$

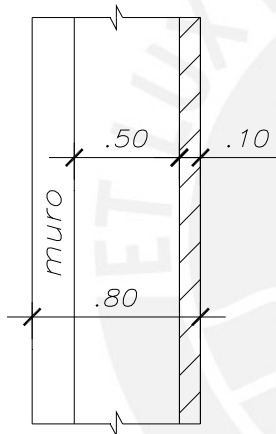
$$\sigma_{\text{con sismo}} = 32.35 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{diseño}} = 32.35 * 1.25 = 40.44 \text{ ton/m}^2$$

Se eligió la reacción amplificada del suelo más desfavorable:  $\sigma_{\text{diseño}} = 55.50 \text{ ton/m}^2$

### 13.1.1.4.- Diseño por corte

Se asumió que la zapata actúa como una viga, la cual tiene una sección crítica ubicada a una distancia "d" de la cara de la columna o placa. La resistencia del concreto en este caso es:



$$h = 0.60 \text{ m. En X: } z = 0.60 - 0.50 = 0.10 \text{ m}$$

$$d = 0.50 \text{ m.}$$

$$V_u = \sigma_u \cdot (B \cdot z) = 56 \cdot (20.50 \cdot 0.10) = 114.80 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot L \cdot d$$

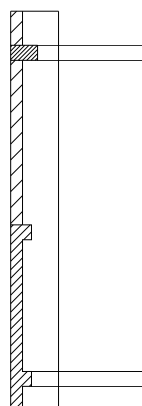
$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 2050 \cdot 50$$

$$\phi V_c = 669.16 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ ok!}$$

### 13.1.1.5.- Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se utilizó el programa SAFE versión 8.0.8. debido a que la zapata del muro es una losa armada en dos direcciones. Dos de sus bordes están confinados por vigas de cimentación, uno por el muro del sótano y el último borde es libre.



La sobrecarga fue la capacidad portante del suelo (40 ton/m<sup>2</sup>) y las dimensiones de la losa fueron 0.80 m. x 5.0 m. Con estos datos y mediante el uso del programa obtuvimos los valores de los momentos flectores para cada dirección.

Momento en Y = 85.0 ton.m

$$\begin{array}{ll}
 b = 100 \text{ m.} & K_u = 34 \\
 h = 0.60 \text{ m.} & \rightarrow \rho = 1.03 \% \\
 d = 0.50 \text{ m.} & A_s = 51.5 \text{ cm.}^2
 \end{array}$$

Finalmente colocamos 1 $\emptyset$  1" @ 0.10, además colocamos como acero superior el mínimo para secciones rectangulares:

$$A_{s\text{min}}^- = 0.24\% \cdot b \cdot d = 0.24\% \cdot 100 \cdot 50 = 12.0 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 1\emptyset 3/4" @ 0.20$$

Momento en X = 2.4 ton.m

Como el momento es pequeño colocamos los mínimos permitidos:

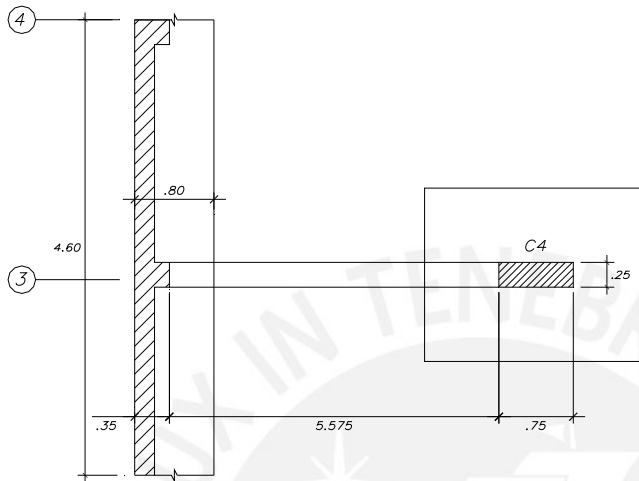
$$A_{s\text{min}}^+ = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 60 = 10.8 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 1\emptyset 3/4" @ 0.25$$

$$A_{s\text{min}}^- = 0.24\% \cdot b \cdot d = 0.24\% \cdot 100 \cdot 50 = 12.0 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 1\emptyset 3/4" @ 0.20$$



### 13.2.- Diseño de zapatas conectadas

	CM			CV			CSx		CSy	
	P	Mx	My	P	Mx	My	P	Mx	P	My
Placa P-2	83.29	0	0	9.94	0	0	15.07	0	29.95	233.2
Col. C-4	121.9	0	0	23.79	0	0	1.07	2.92	4.44	0.14



#### 13.2.1.- Predimensionamiento de la zapata

Zapata del muro

$$\text{Peso} = 83.29 + 9.94 = 93.23 \text{ ton}$$

$$\text{Peso} + \text{peso propio} = 1.05 \cdot 93.23 = 97.89 \text{ ton}$$

$$\text{Area} = \frac{1.05(93.23)}{40} = 2.45 \text{ m}^2$$

$$\text{Area}_{\text{real}} = 4.6 \cdot 0.8 = 3.68 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad 3.68 > 2.45 \quad \text{ok!}$$

Zapata de la columna

$$\text{Peso} = 121.9 + 23.79 = 145.69 \text{ ton}$$

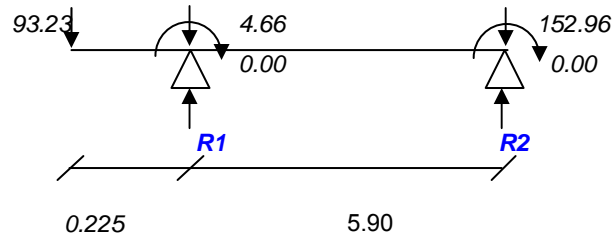
$$\text{Peso} + \text{peso propio} = 1.05 \cdot 145.69 = 152.97 \text{ ton}$$

$$\text{Area} = \frac{1.05(145.69)}{40} = 3.83 \text{ m}^2$$

$$(2v + 0.75) \cdot (2v + 0.25) = 3.68 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad v = 0.75 \text{ m.}, B = 2.25 \text{ m.}, L = 1.75 \text{ m.}$$

### 13.2.2.- Dimensionamiento de la zapata

#### 13.2.2.1.- Verificación por gravedad



$$e = 0.80/2 - 0.35/2 = 0.225 \text{ m.}$$

Tomamos momentos en 2

$$93.23 \cdot (5.90 + 0.225) + 4.66 \cdot (5.90) = R1 \cdot (5.90) \quad \Rightarrow \quad R1 = 101.45 \text{ ton}$$

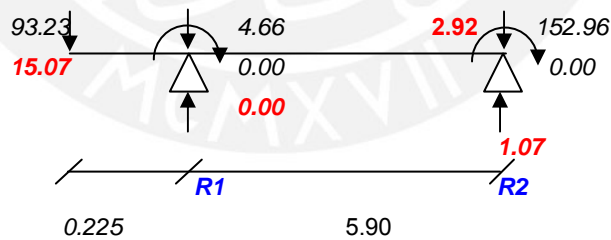
$$R2 = 149.40 \text{ ton}$$

Ahora:

$$\sigma_1 = R1/A = 101.45 / 3.68 = 27.57 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2 \quad \text{ok!}$$

$$\sigma_2 = R2/A = 149.40 / 3.94 = 37.92 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2 \quad \text{ok!}$$

#### 13.2.2.2.- Verificación por sismo



Sismo horario:

Tomamos momentos en 2

$$(93.23 + 15.07) \cdot (5.90 + 0.225) + 4.66 \cdot (5.90) = R1 \cdot (5.90) + 2.92 \quad \Rightarrow \quad R1 = 116.60 \text{ ton}$$

$$R2 = 150.39 \text{ ton}$$

Ahora:

$$\sigma_1 = R1/A = 116.60 / 3.68 = 31.68 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2 \quad \text{ok!}$$

$$\sigma_2 = R2/A = 150.39 / 3.94 = 38.17 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2 \quad \text{ok!}$$

Sismo antihorario:

Tomamos momentos en 2

$$(93.23-15.07)*(5.90+0.225)+4.66*(5.90) = R1*(5.90) - 2.92 \Rightarrow R1 = 86.30 \text{ ton}$$

$$R2 = 148.41 \text{ ton}$$

Ahora:

$$\sigma_1 = R1/A = 86.30 / 3.68 = 23.45 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2 \text{ ok!}$$

$$\sigma_2 = R2/A = 148.41 / 3.94 = 37.67 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2 \text{ ok!}$$

### 13.2.2.3.- Determinación de la reacción amplificada del suelo

- Zapata del muro

$$\sigma_{\text{sin sismo}} = 27.57 \text{ ton/m}^2 \quad \sigma_{\text{diseño}} = 27.57 * 1.60 = 44.11 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{con sismo}} = 31.68 \text{ ton/m}^2 \quad \sigma_{\text{diseño}} = 31.68 * 1.25 = 39.60 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{con sismo}} = 23.45 \text{ ton/m}^2 \quad \sigma_{\text{diseño}} = 23.45 * 1.25 = 29.32 \text{ ton/m}^2$$

Se eligió la reacción amplificada del suelo más desfavorable:  $\sigma_{\text{diseño}} = 44.11 \text{ ton/m}^2$

- Zapata de la columna

$$\sigma_{\text{sin sismo}} = 37.92 \text{ ton/m}^2 \quad \sigma_{\text{diseño}} = 37.92 * 1.60 = 60.67 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{con sismo}} = 38.17 \text{ ton/m}^2 \quad \sigma_{\text{diseño}} = 38.17 * 1.25 = 47.71 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{con sismo}} = 37.67 \text{ ton/m}^2 \quad \sigma_{\text{diseño}} = 37.67 * 1.25 = 47.09 \text{ ton/m}^2$$

Se eligió la reacción amplificada del suelo más desfavorable:  $\sigma_{\text{diseño}} = 60.67 \text{ ton/m}^2$

### 13.2.2.4.- Diseño por punzonamiento

Para la columna:

$$h = 0.60 \text{ m.}$$

$$d = 0.50 \text{ m.}$$

$$b_o = [(0.75+0.5) + (0.25+0.5)] * 2 = 4.00$$

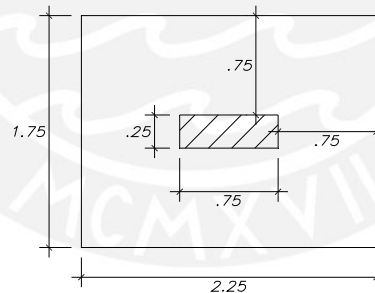
$$A_o = (0.75+0.5) * (0.25+0.5) = 0.94$$

$$V_u = \sigma_u * (A_t - A_o) = 60.67 * (2.25 * 1.75 - 0.94) = 181.86 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d = 0.85 * 0.53 * 14.49 * 400 * 50 = 261.14 \text{ ton}$$

### 13.2.2.5.- Diseño por corte

Se asumió que la zapata actúa como una viga, la cual tiene una sección crítica ubicada a una distancia “d” de la cara de la columna o placa. La resistencia del concreto en este caso es:



$$h = 0.60 \text{ m.} \quad \text{En X: } z = 0.75 - 0.50 = 0.25 \text{ m}$$

$$d = 0.50 \text{ m.} \quad \text{En Y: } z = 0.75 - 0.50 = 0.25 \text{ m}$$

EN X:

$$V_u = \sigma_u * (B * z) = 60.67 * (1.75 * 0.25) = 26.54 \text{ ton}$$

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

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 175 * 50$$

$$\phi V_c = 57.13 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \quad \text{ok!}$$

EN Y:

$$V_u = \sigma_u \cdot (B \cdot z) = 60.67 \cdot (2.25 \cdot 0.25) = 34.13 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot L \cdot d$$

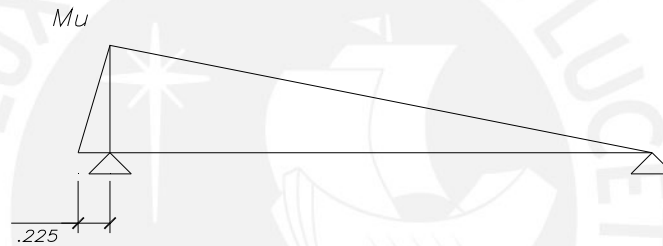
$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 225 \cdot 50$$

$$\phi V_c = 73.45 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \quad \text{ok!}$$

### 13.2.2.6.- Diseño de la viga de cimentación

### 13.2.2.7.- Diseño por flexión



En el volado:

$$(1.5 \cdot CM + 1.8 \cdot CV) \cdot 0.225 = 33.00 \text{ ton.m}$$

$$(1.25 \cdot (CM + CV) + CS) \cdot 0.225 = 33.00 \text{ ton.m}$$

$$(1.25 \cdot (CM + CV) - CS) \cdot 0.225 = 19.50 \text{ ton.m}$$

$$(0.9 \cdot CM + CS) \cdot 0.225 = 23.60 \text{ ton.m}$$

$$(0.9 \cdot CM - CS) \cdot 0.225 = 10.13 \text{ ton.m}$$

Con  $M_u = 33 \text{ ton.m}$ , asumimos las dimensiones de la viga y calculamos el área de acero requerida por flexión:

$$b = 0.25 \text{ m.}$$

$$K_u = 26.94$$

$$h = 0.80 \text{ m.}$$

→

$$\rho = 0.77 \%$$

$$d = 0.70 \text{ m.}$$

$$A_s = 13.48 \text{ cm.}^2$$

Finalmente colocamos  $2 \text{ } \phi \text{ } \frac{3}{4} \text{''} + 3 \text{ } \phi \text{ } \frac{3}{4} \text{''}$

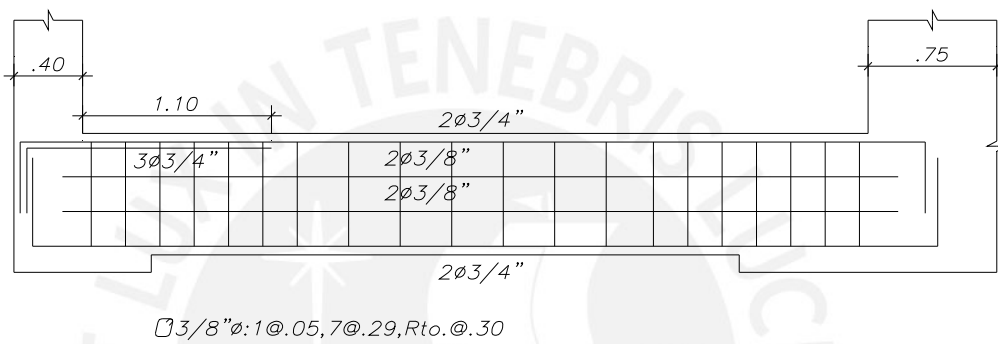
### 13.2.2.8.- Diseño por cortante

Como la longitud de confinamiento es igual a  $2*d = 2*0.70 = 1.40$  m.

Entonces tenemos la siguiente distribución de estribos:

1 @ 0.05, 7 @ 0.20, resto @ 0.30

El diseño final de la viga de cimentación VC-01 quedó de la siguiente manera:



## CAPITULO XIV

## ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES

## 14.1.- Escaleras

Son elementos estructurales que conectan los diferentes pisos de una edificación y que trabajan generalmente como losas armadas en una dirección.

Las escaleras tienen pasos y contrapasos y luego la losa propiamente dicha; cuyo peralte recibe el nombre de garganta.

Los pasos en la mayoría de los casos son de 25 cm., aún cuando en escaleras importantes y públicas es mejor trabajar con pasos de 27 ó 30 cm.

Los contrapasos varían entre 17 y 18 cm.

En nuestro caso las escaleras tendrán las siguientes características:

Pasos	=	25.0 cm.
Contrapasos	=	17.5 cm.
Garganta	=	15.0 cm.
Ancho	=	120 cm.

## Metrado de cargas

El peso propio de la escalera se calculó de la siguiente manera:

$$w_{pp} = \gamma_{concreto} \left[ \frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left( \frac{cp}{p} \right)^2} \right]$$

$$w_{pp} = 2.4 * \left[ \frac{0.175}{2} + 0.15 * \sqrt{1 + \left( \frac{0.175}{0.25} \right)^2} \right] = 0.746 \text{ ton/m}^2 \times 1m.$$

Finalmente estas son las cargas actuantes en la escalera:

Peso propio =  $0.746 \text{ ton/m}^2 \times 1\text{m}.$

Piso terminado =  $\underline{0.100 \text{ ton/m}^2 \times 1\text{m}.$

Carga muerta total =  $0.846 \text{ ton/m}^2 \times 1\text{m}.$

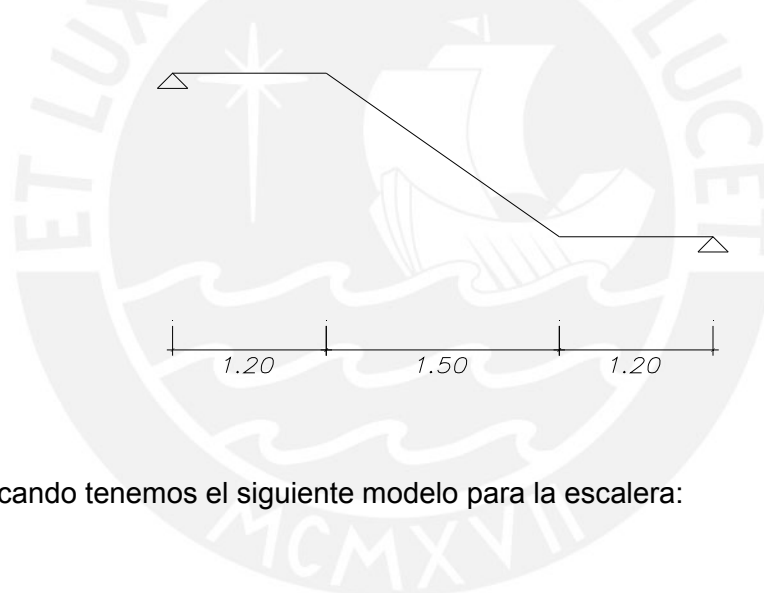
s/c =  $\underline{0.400 \text{ ton/m}^2 \times 1\text{m}.$

Carga viva total =  $0.400 \text{ ton/m}^2 \times 1\text{m}.$

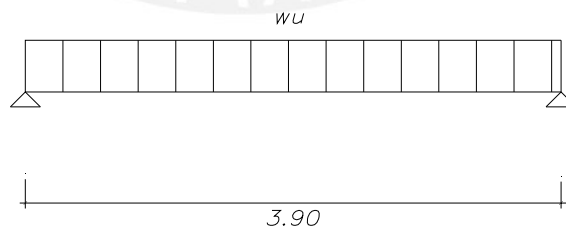
Por lo tanto, la carga última en las escaleras para un ancho de 1.20 m. será:

$$W_u = 1.5 \times 0.846 + 1.8 \times 0.400 = 1.99 \times 1.20 = 2.39 \text{ ton/m}.$$

A manera de ejemplo se presenta el diseño de un tramo de la escalera:



Simplificando tenemos el siguiente modelo para la escalera:





## Diseño por flexión

Momento positivo:

$$Mu^+ = 2.39 * 3.90^2/8 = 4.54 \text{ ton.m}$$

$$b = 1.20 \text{ m.}$$

$$d = 15 - 3 = 12 \text{ cm.}$$

$$ku = 26.27$$

$$\rho = 0.78\%$$

$$As = 11.23 \text{ cm}^2$$

$$As = \frac{1}{2}'' @ 0.10$$

El refuerzo perpendicular se calculó mediante el uso de la cuantía mínima que debe tener la losa ( $\rho = 0.0018$ ).

$$As_{\text{mín.}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 120 * 15 = 3.24 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{mín.}} = \frac{3}{8}'' @ 0.20$$

Momento negativo

$$Mu^- = 2.39 * 3.90^2/24 = 1.51 \text{ ton.m}$$

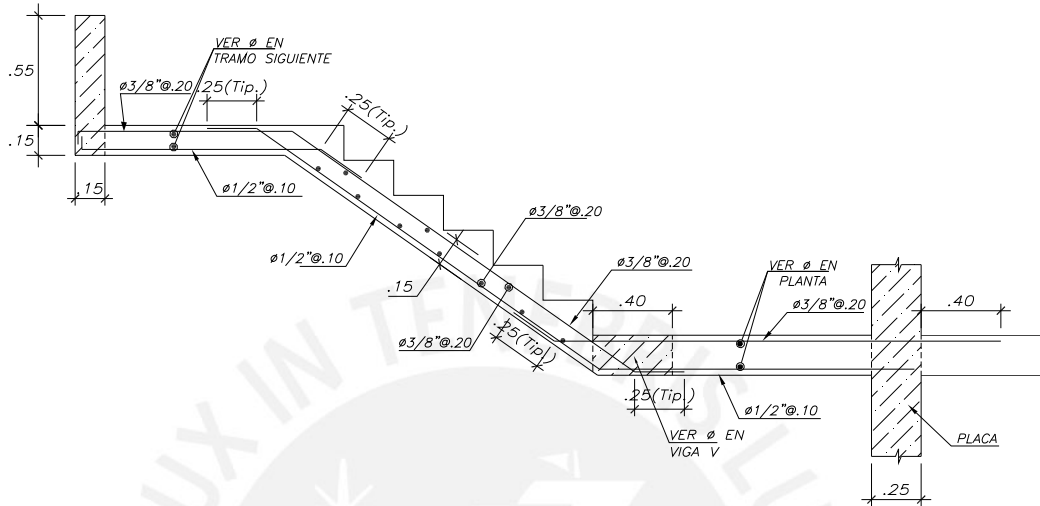
$$ku = 8.74$$

$$\rho = 0.24\%$$

$$As = 3.46 \text{ cm}^2$$

$$As = \frac{3}{8}'' @ 0.20$$

Finalmente tenemos el siguiente diseño de la escalera:



#### 14.2.- Tanque elevado y cisterna

Tanto el tanque elevado como la cisterna tienen consideraciones especiales debido a que son estructuras que contienen líquido. Una de estas consideraciones es la cuantía mínima, la cual para este tipo de estructuras será igual a  $\rho = 0.28\%$  tanto verticalmente como horizontalmente.

Por lo tanto para un muro de 20 cm. tenemos la siguiente área mínima de acero:

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0.0028 * 20 * 100 = 5.60 \text{ cm.}^2$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 2 \text{ } \varnothing \text{ 3/8" @ 0.25}$$

Como en ambas estructuras, (tanque elevado y cisterna) los muros y las losas de techo y fondo son de 20 cm. y además debido a que las fuerzas actuantes no son significativas se vio conveniente colocar en todos los casos la mínima distribución de acero, es decir:  $2 \text{ } \varnothing \text{ 3/8" @ 0.25}$ .

## CAPITULO XV

### ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

En este caso, tenemos una estructura rígida, la cual esta conformada por muros de concreto armado y pórticos. Según esta estructuración, la rigidez de los tabiques de ladrillo es pequeña en comparación con la de los elementos de concreto armado, por lo tanto, se despreció en el análisis el aporte de los tabiques.

Sin embargo, debemos prestar atención a estos elementos no estructurales en la etapa de construcción, ya que no han sido diseñados para resistir solicitaciones sísmicas. Además, si no se considera una adecuada separación y/o unión de estos con los elementos estructurales, se pueden ver sometidos a esfuerzos elevados y en algunos casos a fallas repentinas.

En resumen, existen 2 opciones a la hora de considerar como tratar el efecto de la albañilería en el diseño de la estructura:

- Separar la albañilería
- Unir la albañilería

Lo ideal es separar la tabiquería para lo cual los tabiques deberán tener columnetas que trabajen en voladizo para efectos de fuerzas perpendiculares a su plano.

Sin embargo, en edificios de departamentos la separación teórica es imposible en la realidad, pues las juntas se rellenan superficialmente con el tartajeo, lo que origina que durante un sismo aparezcan fisuras muy notorias en las líneas donde se tenían juntas.

Por tanto, se optó por unir la tabiquería colocando columnetas de refuerzo considerando que el edificio tiene buena rigidez lateral en las dos direcciones.

Además, se debe tener en cuenta que durante un sismo siempre es factible que aparezcan fisuras en los tabiques, ya que la albañilería tiene menos capacidad de deformación lateral que el concreto.

## CAPITULO XVI

## CONCLUSIONES

1. Uno de las principales características de la estructuración de esta edificación radicaba en que si bien la estructura es perfectamente simétrica en la dirección perpendicular a la fachada Y-Y, en la otra dirección, la paralela a la fachada X-X, no se pudo tener muros de corte de gran dimensión ni ubicarlos de manera simétrica. Esto provocó que en la dirección Y-Y los desplazamientos fueran menores comparados con los desplazamientos de la dirección X-X. Sin embargo, estos desplazamientos siempre fueron menores que los máximos permisibles.
2. Otra característica estructural fue la que representó la abertura en la zona central de la planta, la que significó que se realizaran dos modelos sísmicos. Uno de ellos consideraba toda la losa como un solo diafragma rígido mientras que el otro tenía en cuenta la flexibilidad de la misma.

Posteriormente, se llegó a comprobar que a pesar de la importancia de la abertura, el modelo que consideraba un solo diafragma rígido tenía resultados sísmicos muy similares al modelo realizado teniendo en cuenta la flexibilidad de la losa. Esto se debió, principalmente, al hecho de haber considerado dentro de la estructuración una losa maciza en la zona de reducción en planta.

Como se pudo observar la losa maciza soporta una fuerza cortante de 16.46 ton. mientras que el valor máximo que resiste el concreto de esta losa de 20cm. es de 32.64 ton. Entonces, tenemos que la losa soporta sin ningún problema esta fuerza cortante, por lo que se procedió a calcular el espesor mínimo de la losa maciza para que pueda seguir soportando dicha fuerza.

Se hizo el cálculo del cortante que resiste el concreto para losas de 15, 12 y 10 cm.

Losa de 15cm.:

$$\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'c} * b * l) = 0.85 * (0.53 * \sqrt{210} * 15 * 250) = 24.48 \text{ ton}$$

Losa de 12 cm.:

$$\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'c} * b * l) = 0.85 * (0.53 * \sqrt{210} * 12 * 250) = 19.60 \text{ ton}$$

Losa de 10 cm.:

$$\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'c} * b * l) = 0.85 * (0.53 * \sqrt{210} * 10 * 250) = 16.32 \text{ ton}$$

Como se puede apreciar podríamos reducir el espesor de la losa hasta llegar a 12cm. y esta seguiría soportando la fuerza cortante actuante sobre ella sin ningún inconveniente.

Así como hemos calculado el espesor mínimo de la losa, también podemos calcular el ancho mínimo de esta sin variar el espesor de 20cm.

Es por esto que se hizo el cálculo del cortante que resiste el concreto para anchos de 2.0, 1.5 y 1.0 m.

Ancho de 2.0 m.:

$$\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'c} * b * l) = 0.85 * (0.53 * \sqrt{210} * 20 * 200) = 26.11 \text{ ton}$$

Ancho de 1.5 m.:

$$\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'c} * b * l) = 0.85 * (0.53 * \sqrt{210} * 20 * 150) = 19.60 \text{ ton}$$

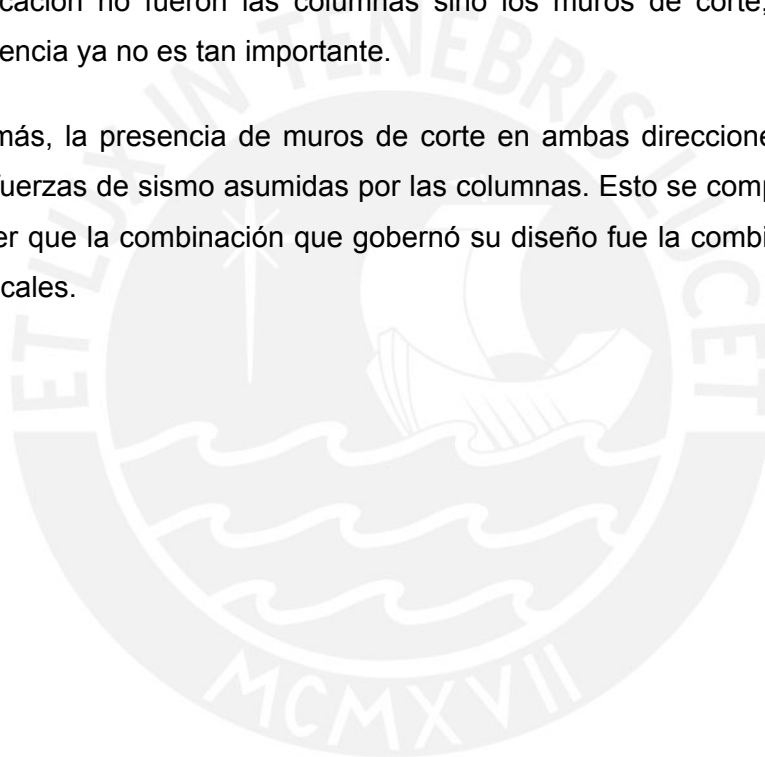
Ancho de 1.0 m.:

$$\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'c} * b * l) = 0.85 * (0.53 * \sqrt{210} * 20 * 100) = 13.06 \text{ ton}$$

Como se puede apreciar podríamos reducir el ancho de la losa, sin variar su espesor, hasta llegar a 1.5 m. y esta seguiría soportando la fuerza cortante actuante sobre ella sin ningún inconveniente.

Como lo demuestran los cálculos anteriores, es posible reducir las dimensiones de las losas macizas, sin embargo, se decidió mantener tanto el ancho como el espesor de estas losas para no variar el diseño arquitectónico.

3. De acuerdo a la configuración de la estructura y luego de verificar los resultados del análisis sísmico, se consideró conveniente agrupar el diseño de vigas en tres grandes grupos para de esta manera tener un diseño más ordenado. Estos grupos fueron los siguientes: vigas del sótano, vigas del piso típico y vigas de la azotea.
4. En el caso de las columnas se puede comprobar que no estamos cumpliendo con la exigencia que indica que deberíamos proporcionar mayor resistencia a flexión a las columnas que a las vigas ( $\Sigma Mn_{col} \geq 1.4 * \Sigma Mn_{vigas}$ ). Esto se debe a que los elementos que controlaron los desplazamientos laterales de la edificación no fueron las columnas sino los muros de corte, por lo que esta exigencia ya no es tan importante.
5. Además, la presencia de muros de corte en ambas direcciones logró disminuir las fuerzas de sismo asumidas por las columnas. Esto se comprueba fácilmente al ver que la combinación que gobernó su diseño fue la combinación de cargas verticales.



## BIBLIOGRAFÍA

1. Bares, Richard. *"Tablas para el cálculo de placas y vigas pared"* G. Gili, 1970
2. Blanco Blasco, Antonio. *"Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado"* Libro 2 de la colección del ingeniero civil - Colegio de ingenieros del Perú, 1997
3. Blanco Blasco, Antonio. *"Apuntes del curso concreto armado 2"* Pontificia Universidad Católica del Perú, 2006
4. Harmsen, Teodoro. *"Diseño de estructuras de concreto armado"* Pontificia Universidad Católica del Perú 2<sup>da</sup> Edición, 2000
5. Muñoz Peláez, Alejandro. *"Ingeniería sismorresistente"* Pontificia Universidad Católica del Perú, 2004
6. Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas. Reglamento Nacional de Edificaciones, 2006
7. Norma Técnica de Edificación E.030. Diseño Sismorresistente. Reglamento Nacional de Edificaciones, 2006
8. Norma Técnica de Edificación E.050. Suelos y Cimentaciones. Reglamento Nacional de Edificaciones, 2006
9. Norma Técnica de Edificación E.060. Concreto Armado. Reglamento Nacional de Edificaciones, 2006
10. Ottazzi Pasino, Gianfranco. *"Apuntes del curso concreto armado 1"* Pontificia Universidad Católica del Perú, 2005