

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA  
**UNIVERSIDAD**  
**CATÓLICA**  
DEL PERÚ

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN  
CONCRETO ARMADO CON UN SÓTANO Y SEIS PISOS,  
UBICADO EN MIRAFLORES**

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

**Gian Betto Ildefonso Raymundo**

**ASESOR: Ing. Antonio Blanco Blasco**

Lima, Febrero de 2014

## RESUMEN

El presente trabajo tiene como objetivo el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado de un sótano y seis pisos, ubicado en el distrito de Miraflores, sobre un terreno con suelo de perfil tipo S1 (capacidad portante  $4.0 \text{ kg/cm}^2$ ).

El edificio se proyecta sobre un terreno rectangular de  $628 \text{ m}^2$ , cuya área techada se distribuye de la siguiente manera: el sótano está destinado a los estacionamientos de los departamentos, el primer nivel está destinado una zona para los estacionamientos restantes de los departamentos, y otra para el ingreso de personas al lobby y al resto del edificio, los demás son pisos típicos con 6 departamentos por piso siendo un total de 30 departamentos, para lo cual se instaló dos ascensores para su circulación.

La estructuración y predimensionamiento se realizó utilizando los criterios recibidos en los cursos de concreto armado y de acuerdo a la arquitectura del edificio.

En cuanto al diseño del edificio se utilizó un sistema estructural en base a pórticos y muros de corte en ambas direcciones de análisis XX e YY con la finalidad de darle una adecuada rigidez a la estructura y controlar los desplazamientos laterales. El sistema de techado utilizado es de losas aligeradas en una dirección y losas macizas en ambas direcciones. En el sótano se cuenta con muros de concreto armado para controlar el empuje de tierra.

Una vez predimensionados los elementos se procedió al metrado de cargas verticales y posteriormente al análisis sísmico del edificio siguiendo las pautas de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030., comprobándose que todos los resultados obtenidos estuvieran en el rango establecido por la norma.

Para el análisis tanto de cargas de gravedad como de cargas sísmicas se utilizó un modelo en 3D en el programa ETABS, en el cual los techos fueron representados como diafragmas rígidos de 3 grados de libertad.

Finalmente, se procedió al diseño de todos los elementos estructurales, procurando que se cumplan todos los lineamientos de la Norma Peruana de Concreto Armado E.060. Los elementos diseñados fueron los siguientes: losas aligeradas y losas macizas, vigas columnas, muros de corte (placas), escaleras, cisterna y cimentación del edificio.

### TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño estructural de un edificio de viviendas en concreto armado con un sótano y seis pisos, ubicado en Miraflores".

Área : Estructuras -Concreto Armado-

Asesor : Ing. Antonio Blanco B.

Alumno : GIAN BETTO ILDEFONSO RAYMUNDO

Código : 2008.4606.9.412

Tema N° : 3 2 4

Fecha : Lima, 14 de junio de 2013



#### OBJETIVO

Desarrollar el proyecto de estructuras de un edificio, con planos y memoria, de modo que el edificio pueda ser construido en base a este proyecto.

#### CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO

Se tiene un proyecto de arquitectura de un edificio con sótano destinado a estacionamientos y seis pisos destinados a vivienda, con seis departamentos por piso.

El sótano y primer piso sirven para estacionamientos e ingresos, mientras los departamentos se ubican del segundo al sexto piso.

El edificio se ubica en Miraflores en una zona de buen suelo (grava típica de gran parte de Lima).

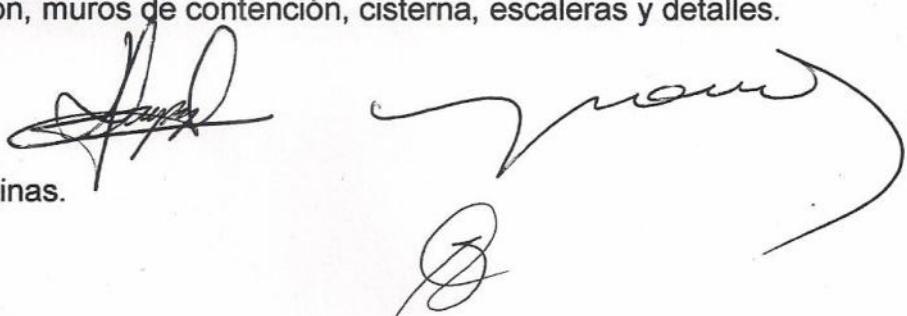
#### DESARROLLO DE LA TESIS

Para el desarrollo de la Tesis el alumno presentará sus avances en cuatro etapas:

- 1) Estructuración, análisis de cargas de gravedad y de sismo.
- 2) Diseño de losas y vigas.
- 3) Diseño de columnas y placas
- 4) Diseño de cimentación, muros de contención, cisterna, escaleras y detalles.

#### NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.



## INDICE

<b>CAPITULO I : ASPECTOS GENERALES.....</b>	<b>5</b>
1.1. Descripción del proyecto.....	5
1.2. Normas Empleadas.....	6
1.3. Cargas de diseño.....	6
1.4. Condiciones generales para el diseño.....	7
<b>CAPITULO II : ESTRUCTURACIÓN.....</b>	<b>7</b>
2.1. Generalidades.....	7
2.2. Estructuración del edificio.....	8
<b>CAPITULO III : PREDIMENSIONAMIENTO.....</b>	<b>10</b>
3.1. Losas aligeradas.....	10
3.2. Losas macizas.....	11
3.3. Vigas.....	11
3.4. Columnas.....	12
3.5. Placas.....	12
3.6. Muros de Contención.....	13
3.7. Escalera.....	13
3.8. Cisterna.....	13
3.9. Cuarto de máquinas.....	14
<b>CAPITULO IV : METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD.....</b>	<b>15</b>
4.1. Losas aligeradas.....	15
4.2. Losas macizas.....	16
4.3. Vigas.....	17
4.3.1 Vigas Peraltadas.....	17
4.3.2 Vigas Chatas.....	18
4.4. Columnas.....	19
4.5. Placas.....	20
4.6. Escaleras.....	21
<b>CAPITULO V : ANÁLISIS BAJO CARGAS DE GRAVEDAD.....</b>	<b>22</b>
5.1. Análisis de Losas y Vigas chatas.....	22
5.1.1. Losas Aligeradas.....	22
5.1.2. Losas Macizas.....	23
5.1.3. Vigas Chatas.....	25
5.2. Análisis de Vigas, Columnas y Placas.....	26

5.2.1. Procedimiento general de análisis.....	26
5.2.2. Modelo estructural del edificio.....	26
5.2.3. Efectos de la Secuencia Constructiva.....	29
5.2.4. Resultados del Análisis.....	31
<b>CAPITULO VI : ANÁLISIS SISMICO.....</b>	<b>33</b>
6.1. Condiciones Generales para el Análisis.....	33
6.1.1. Factor de Zona.....	33
6.1.2. Condiciones Geotécnicas.....	33
6.1.3. Factor de Amplificación Sísmica.....	34
6.1.4. Categoría de la Edificación y Factor de uso.....	34
6.1.5. Peso del Edificio.....	34
6.1.6. Configuración Estructural del Edificio.....	35
6.1.7. Sistema Estructural y Coeficiente de Reducción Sísmica.....	35
6.1.8. Excentricidad accidental.....	36
6.2. Análisis Dinámico.....	36
6.3. Resultados Análisis Sísmico.....	37
6.3.1. Modos y Periodos Resultantes.....	37
6.3.2. Control de Desplazamientos Laterales.....	38
6.3.3. Control de Desplazamientos Relativos de Entrepiso.....	38
6.3.4. Control de Giros en planta.....	38
6.3.5. Junta de Separación Sísmica.....	41
6.4. Verificación con Análisis Estático.....	41
6.5. Estabilidad del Edificio.....	42
6.6. Resultado de Fuerzas Internas.....	43
<b>CAPITULO VII : DISEÑO DE LOSAS.....</b>	<b>46</b>
7.1. Diseño Losas Aligeradas.....	46
7.1.1. Diseño por Flexión.....	46
7.1.2. Diseño por Cortante.....	48
7.1.3. Control de Deflexiones.....	48
7.1.4. Control de Fisuración.....	49
7.1.5. Ejemplo de Diseño de Losa Aligerada.....	49
7.2. Diseño Losas Macizas.....	51
7.2.1. Diseño por Flexión.....	51
7.2.2. Diseño por Cortante.....	51



7.2.3. Ejemplo de Diseño de Losa Maciza.....	52
<b>CAPITULO VIII : DISEÑO DE VIGAS.....</b>	<b>53</b>
8.1. Diseño de Vigas Chatas.....	53
8.1.1. Diseño por Flexión.....	53
8.1.2. Diseño por Cortante.....	53
8.1.3. Ejemplo de Diseño de Viga Chata.....	54
8.2. Diseño de Vigas Peraltadas.....	55
8.2.1. Diseño por Flexión.....	56
8.2.2. Diseño por Cortante.....	56
8.2.3. Control de Deflexiones.....	58
8.2.4. Control de Fisuración.....	58
8.2.5. Ejemplo de Diseño de Viga Peraltada.....	58
<b>CAPITULO IX : DISEÑO DE COLUMNAS.....</b>	<b>62</b>
9.1. Diseño en Flexocompresión Uniaxial.....	62
9.2. Diseño en Flexocompresión Biaxial.....	64
9.3. Esbeltez de Columnas.....	65
9.4. Diseño por Cortante.....	66
9.5. Ejemplo de Diseño de Columna.....	68
<b>CAPITULO X : DISEÑO DE PLACAS.....</b>	<b>73</b>
10.1. Diseño en Flexocompresión.....	74
10.2. Diseño por Cortante.....	74
10.3. Ejemplo de Diseño de Placa.....	75
<b>CAPITULO XI : DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO.....</b>	<b>78</b>
11.1. Ejemplo de Diseño de Muro de Sótano.....	79
<b>CAPITULO XII : DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.....</b>	<b>80</b>
12.1. Diseño de Zapata Aislada.....	80
12.2. Diseño de Zapata Combinada.....	82
12.3. Diseño de Viga de Cimentación.....	83
12.4. Ejemplo de Diseño de Zapata Aislada.....	85
12.5. Ejemplo de Diseño de Zapata Combinada.....	87
12.6. Ejemplo de Diseño de Viga de Cimentación.....	91
<b>CAPITULO XIII : DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS.....</b>	<b>94</b>
13.1. Diseño de Cisterna.....	94
13.2. Diseño de Cuarto de Máquinas.....	96

13.3. Diseño de Escalera.....	96
<b>CAPITULO XIV : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>99</b>
<b>CAPITULO XV : BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>100</b>



### 1.1. Descripción del proyecto

El desarrollo de la presente tesis se inicia a partir del proyecto de arquitectura, el cual incluye los planos de planta del edificio. Este proyecto consiste en un edificio multifamiliar de seis pisos y un sótano en el distrito de Miraflores(\*) en un terreno rectangular de 628 m<sup>2</sup>.

El sótano es utilizado como una zona de estacionamiento para 17 autos cuyo acceso es mediante una rampa desde el primer piso.

El primer piso está constituido por la entrada principal, el lobby, la zona de ascensores y la zona de estacionamientos para 16 autos.

Del segundo al sexto piso, se posee la misma planta típica que consiste en 6 departamentos por piso (4 departamentos de 3 dormitorios y 2 departamentos de 2 dormitorios) distribuidos simétricamente. Cada departamento está provisto de una sala de estar, comedor, baños, dormitorios, cocina y lavandería.

La circulación vertical está dada por dos ascensores que entregan directamente a los departamentos y una escalera principal en la zona central del edificio.

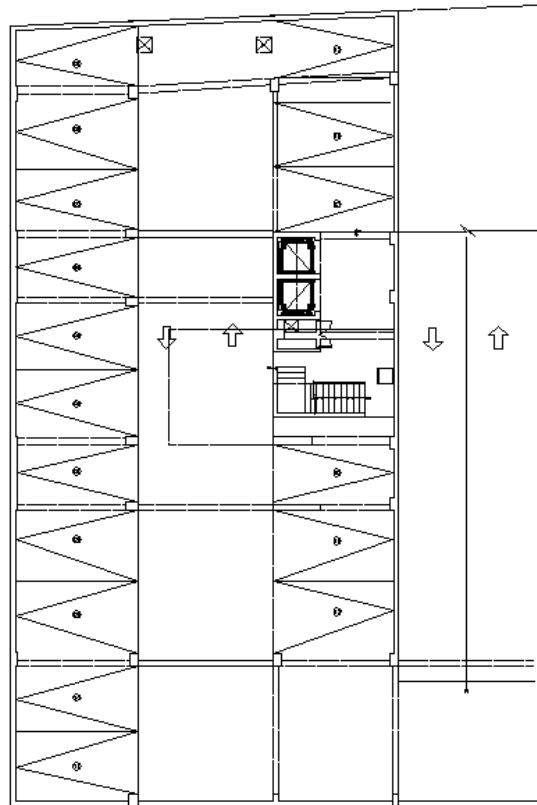


Figura 1.1 Planta arquitectura sótano

(\*) Por efecto del desarrollo de la tesis, el tema consideró un sótano y un primer piso con 33 estacionamientos, lo cual actualmente es menor al mínimo necesario de estacionamientos requeridos en las normas municipales.



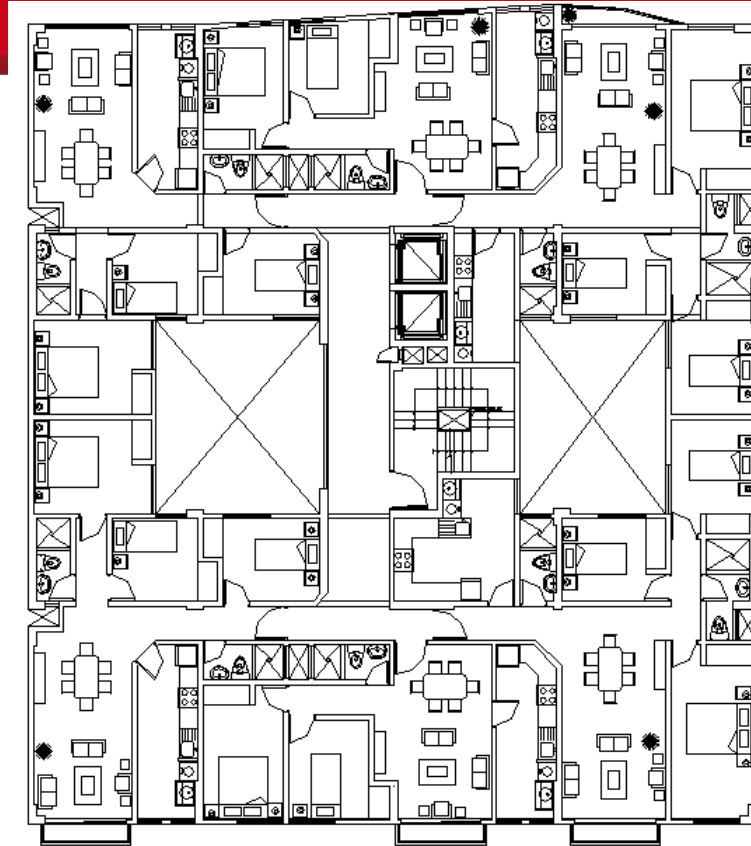


Figura 1.2 Planta arquitectura piso típico

### 1.2. Normas empleadas

Las consideraciones y cálculos correspondientes al diseño y análisis estructural del edificio se realizaron de acuerdo a las siguientes normas:

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

### 1.3. Cargas y Método de diseño

La estructura deberá diseñarse para resistir todas las cargas que puedan obrar sobre ella durante su vida útil. Se consideran como cargas muertas (CM) al peso de los materiales, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la estructura, incluyendo su peso propio, los cuales se suponen que serán permanentes a lo largo de la vida útil de la estructura. Como carga viva (CV), al peso de las personas que lo van a ocupar, equipos, muebles y otros elementos móviles. Finalmente las cargas de sismo (CS) son aquellas que se generan debido a la acción sísmica sobre la estructura. La metodología de diseño a seguir va a ser la propuesta por la Norma E.060, mediante el método de Diseño por Resistencia; en el cual se deberá proporcionar a todas las secciones de los

elementos estructurales Resistencias de Diseño ( $\Phi R_n$ ) adecuadas, utilizando los factores de amplificación de carga y los factores de reducción de resistencia especificados.

Se debe cumplir que en todas las secciones de la estructura las resistencias de diseño ( $\Phi R_n$ ) deberán ser por lo menos iguales a las resistencias requeridas ( $R_u$ ).

La Norma E.060, capítulo 9.2 define las siguientes resistencias requeridas ( $R_u$ ) para los diferentes tipos de carga:

- $U = 1.4 CM + 1.7 CV$
- $U = 1.25( CM + CV ) \pm CS$
- $U = 0.9 CM \pm CS$

#### 1.4. Condiciones generales para el diseño

- Estudio del suelo:
  - Grava arenosa bien graduada
  - Capacidad admisible =  $4 \text{ Kg} / \text{cm}^2$
  - Empuje activo ( $K_a$ ) = 0.3
- Características y propiedades de los materiales:

Concreto:

- Resistencia nominal a compresión =  $f'_c = 210 \text{ Kg} / \text{cm}^2$
- Módulo de Elasticidad =  $E_c = 217000 \text{ Kg} / \text{cm}^2$
- Módulo de Poisson =  $\nu = 0.15$

Acero:

- Corrugado, grado 60, esfuerzo de fluencia =  $f_y = 4200 \text{ Kg} / \text{cm}^2$
- Módulo de Elasticidad =  $E_s = 2\,000\,000 \text{ Kg} / \text{cm}^2$
- Deformación al inicio de fluencia = 0.0021

## **CAPITULO II: ESTRUCTURACIÓN**

### 2.1. Generalidades

Al encontrarnos en un país sísmico, la estructuración de un edificio debe satisfacer dos sollicitaciones importantes: las cargas de gravedad y las fuerzas de sismo. Esta debe garantizar la seguridad de las personas que se encuentren dentro de la misma permitiendo un adecuado desempeño durante toda su vida útil.

El planteamiento estructural se elabora en base a los planos de arquitectura, de tal manera que los elementos estructurales colocados no afecten la estética del edificio ni su funcionalidad.

Mientras más compleja sea la estructura, es más difícil predecir su comportamiento sísmico; por esta razón, es recomendable que la estructura sea lo más simple posible de manera que el análisis sísmico que se realice sea lo más cercano a la realidad.

Por lo cual, es recomendable seguir los siguientes criterios de estructuración para lograr una estructura sismo-resistente:

- 1) Simplicidad y Simetría
- 2) Resistencia y Ductilidad
- 3) Hiperestaticidad y Monolitismo
- 4) Uniformidad y Continuidad de la estructura
- 5) Rigidez lateral
- 6) Detalle de elementos no estructurales

## 2.2. Estructuración del edificio

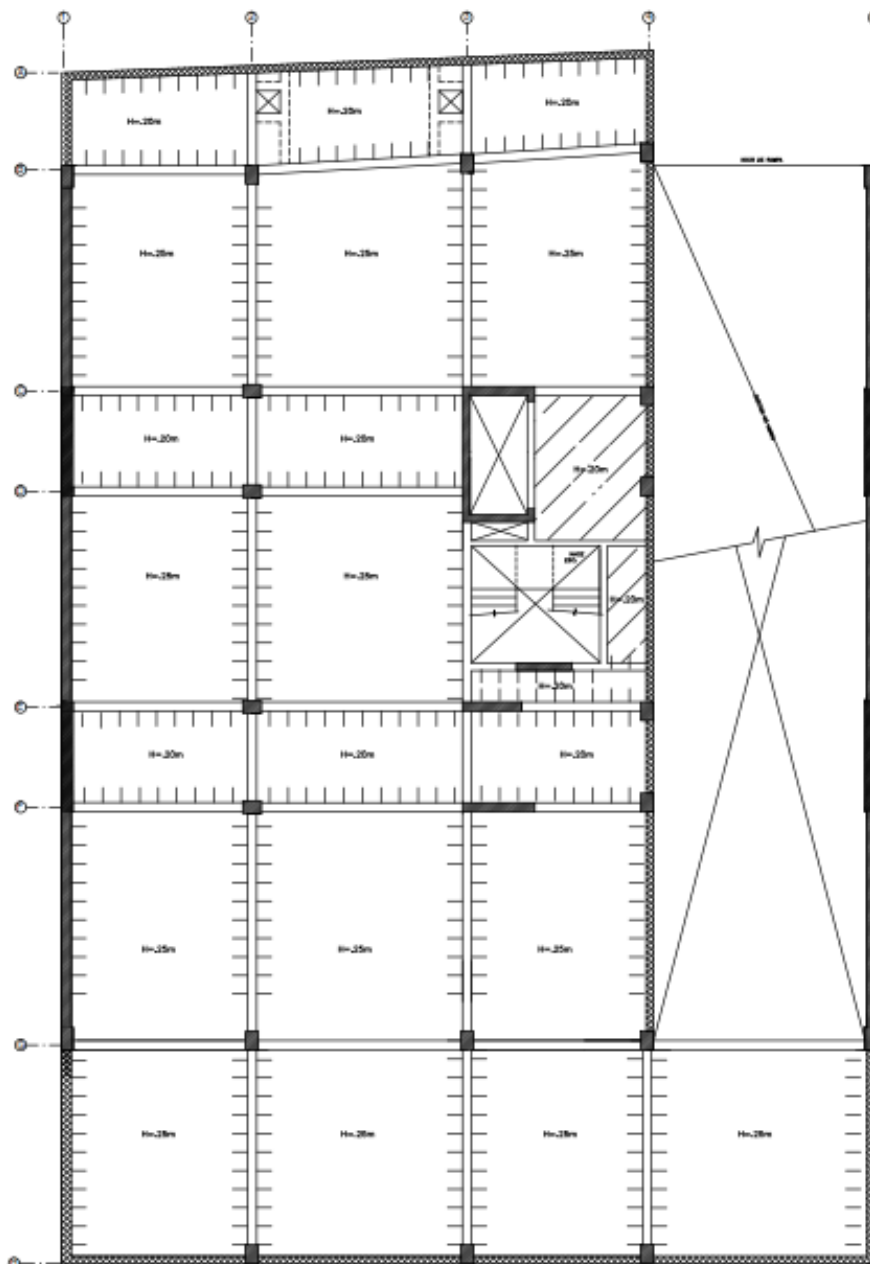


Figura 2.1 Estructuración sótano

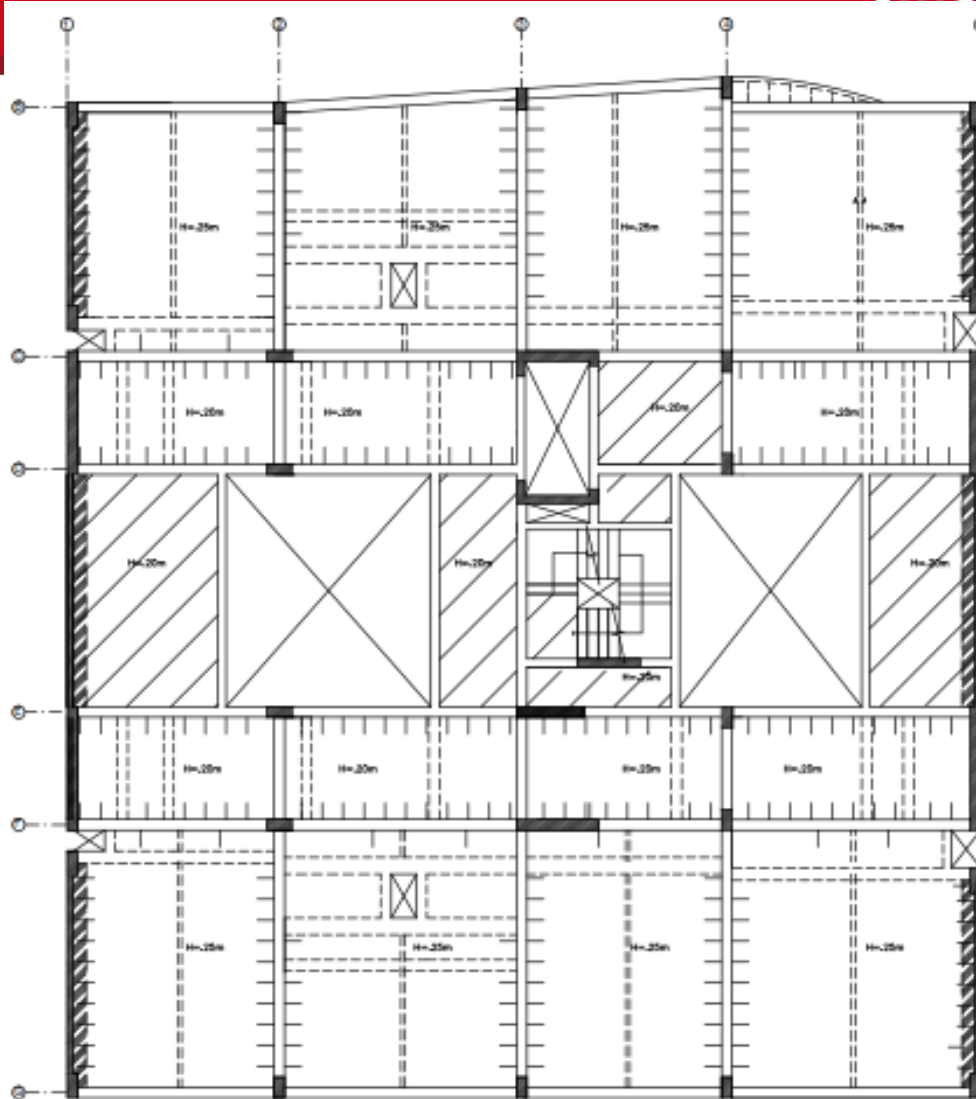


Figura 2.2 Estructuración piso típico

El planteamiento estructural se hizo de la siguiente manera:

Las losas aligeradas están armadas en una dirección y son de 20 cm en las luces más cortas y de 25 cm en las luces de mayor tamaño. Se utilizó para el techado losa maciza de 20 cm de espesor en las aberturas en plantas y en la zona de los ascensores y escaleras, debido a que estas zonas son las más afectadas durante un evento sísmico.

El edificio al estar ubicado en un terreno con límites de propiedad hacia los costados de los ejes 1 y 5, podía tener placas a todo lo largo de estos ejes. Se pudo haber utilizado columnas en los ejes 1 y 5 combinado con vigas peraltadas y luego rellenarlas con albañilería; sin embargo, la suma de los costos de estos elementos no presentaba mayor diferencia considerando la placa total. Por este motivo se prefirió el colocar una placa a todo largo lo cual mejora el acabado exterior de la fachada lateral y la rigidez que se aporta en esa dirección.

En la dirección X-X se consideraron placas en el ascensor en todo el edificio. En la dirección Y-Y de la caja de ascensores no se consideraron placas debido a que la entrada de los pisos del 2 al

6 cambia respecto al primer piso y al sótano, lo cual podría generar una discontinuidad de elementos.

Para darle mayor rigidez en la dirección X-X se optó por aumentar el número de placas en esta dirección en los ejes F, E y en la zona de la escalera; de esta manera el centro de rigidez no variaría su ubicación respecto al centro de masas.

Los muros de contención del sótano se diseñan para resistir los empujes del suelo los cuales van a estar ubicados en todo el perímetro del sótano.

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 zapatas interiores.

La cisterna estará ubicada debajo del sótano. La losa de fondo y techo serán losas macizas de concreto armado para garantizar la impermeabilidad y el monolitismo del tanque y las paredes laterales estarán conformadas por muros de concreto armado a fin de resistir el empuje hidrostático del agua.

El cuarto de máquinas se ubicará sobre el pozo del ascensor como una prolongación de la placa del ascensor. La losa de fondo será lo suficientemente resistente para soportar la máquina a colocar.

### **CAPITULO III: PREDIMENSIONAMIENTO**

El predimensionamiento de los elementos estructurales consiste en darles una dimensión aproximada a cada uno de estos elementos, en base a ciertos criterios brindados por ingenieros especialistas en este tema y recomendaciones estipuladas en la Norma E.060 de Concreto Armado. Realizado este procedimiento, se verificará mediante el análisis de la estructura si las dimensiones asumidas para los elementos son adecuadas o tendrán que variarse para garantizar la estabilidad de la estructura.

#### 3.1. Losas aligeradas

Las losas son los elementos encargados de recibir las cargas de gravedad y transmitirlas a las vigas, también tienen la función de diafragma rígido que conecta los elementos estructurales garantizando un desplazamiento compatible.

Para el dimensionamiento de los peraltes de las losas se consideras los criterios planteados en el libro de Concreto Armado del Ing. Antonio Blanco Blasco:

Peralte h	
17 cm	Luces menores de 4 m
20 cm	Luces comprendidas entre 4 y 5.5 m
25 cm	Luces comprendidas entre 5 y 6.5 m
30 cm	Luces comprendidas entre 6 y 7.5 m

Donde “h” es la altura o espesor total de la losa aligerada y por lo tanto incluye los 5 cm de losa superior y el espesor del ladrillo de techo; los ladrillos serán de 12, 15, 20 y 25 cm respectivamente. Estos criterios son válidos para aligerados armados en una dirección en donde la sobrecarga máxima esté en el orden de 300 a 350 Kg/m<sup>2</sup>.

En el caso de nuestra estructura la sobrecarga máxima que actúa es de 200 Kg/m<sup>2</sup> en los pisos del 1 al 6 y de 250 Kg/m<sup>2</sup> en la zona de estacionamientos. Por lo cual, este criterio va a ser el adecuado para el dimensionamiento.

Se decidió darle un peralte de 20 cm y 25 cm a los aligerados, tanto los del sótano como de los pisos superiores. A pesar de existir luces de losas en donde un espesor de 17 cm bastaría se optó por utilizar 20 cm de altura a las losas cuya luz libre era menor y de 25 cm para las losas de luz libre mayor mismo. Se podría haber uniformizado a 20 cm todas las losas: sin embargo con la finalidad de no revisar las deflexiones se optó por estos peraltes.

### 3.2. Losas macizas

Se ubicaron losas macizas en los paños contiguos a la zona de ascensores y la escalera. Así también se utilizaron en las zonas contiguas a las aberturas en planta donde podría ocurrir una falla debida a la discontinuidad del diafragma rígido. El espesor de estas losas se consideró de 20 cm aun cuando las luces son pequeñas debido a consideraciones de diafragma rígido en las zonas de aberturas.

### 3.3. Vigas

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre, incluyéndose el espesor de la losa del techo.

Según la Norma Peruana de Concreto Armado, las vigas deben tener un ancho mínimo de 25 cm cuando éstas forman parte de pórticos o elementos sismorresistentes. En el caso de no formar pórticos se puede tener un ancho menor (15 o 20 cm)

Teniendo en cuenta las dimensiones usuales de vigas señaladas en el libro del Ing. Antonio Blanco:

Luz	Dimensión
≤ 5.5 m	25x50, 30x50
≤ 6.5 m	25x60, 30x60, 40x60
≤ 7.5 m	25x70, 30x70, 40x70, 50x70
≤ 8.5 m	30x75, 40x75, 30x80, 40x80
≤ 9.5 m	30x85, 30x90, 40x85, 40x90

Se procedió al dimensionamiento de las vigas del edificio.

Siguiendo los criterios antes planteados se optó por elegir vigas de 0.25x0.60m en la mayoría de los pórticos, con ciertas excepciones en donde vigas de 0.20x0.60m (zona de ascensores) y vigas de 0.25x0.50m (primer piso) fueron colocados para cumplir ciertos requerimientos de altura mínima; así también se ubicaron vigas de 0.20x0.60m donde no se formaban pórticos.



Para el predimensionamiento de vigas chatas se van a utilizar vigas con un peralte igual al espesor de losa 0.25m y con un ancho variable de 0.25m, 0.30m y 0.40m de acuerdo a la carga presentada en cada caso.

### 3.4. Columnas

Las columnas al estar sometidas a carga axial y momento flector, tienen que ser dimensionadas para resistir ambos efectos simultáneamente.

Según el libro del Ing. Antonio Blanco, para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente controladas por estos muros, las columnas se pueden dimensionar según la siguiente fórmula:

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45 f'c}$$

Sin embargo, debido a que nuestro edificio se diseña con un sistema mixto de pórticos y muros de corte, los momentos actuantes debido al sismo en las columnas van a reducirse significativamente. Para el dimensionamiento de las columnas, se decidió realizar el metrado de la columna que sostiene más carga cuyo metrado se muestra a continuación, teniéndose columnas de 0.25x0.50m para los pisos del 2 al 6 y columnas de 0.35x0.50m para el sótano y el primer nivel debido a la presencia de estacionamientos. De acuerdo a los resultados del análisis estructural se comprobará si estas dimensiones son las adecuadas o si es conveniente variarlas para cumplir con los requerimientos.

Piso	Área tributaria	Peso del piso	Ps
6	24.71	1 Tn/m <sup>2</sup>	24.71
5	24.71	1 Tn/m <sup>2</sup>	24.71
4	24.71	1 Tn/m <sup>2</sup>	24.71
3	24.71	1 Tn/m <sup>2</sup>	24.71
2	24.71	1 Tn/m <sup>2</sup>	24.71
1	24.71	1 Tn/m <sup>2</sup>	24.71
0	24.71	1 Tn/m <sup>2</sup>	24.71
		Σ	173 Tn

De acuerdo al metrado realizado se procedió a colocar columnas de 0.25x0.60 m para el caso mencionado y las demás columnas (tanto perimetrales como esquineras) de 0.25x0.50 en los pisos típicos; en el primer piso y en el estacionamiento columnas de 0.35x0.50m debido a la presencia de estacionamientos. De acuerdo a los resultados del análisis estructural se comprobará si estas dimensiones son las adecuadas o si es conveniente variarlas para cumplir con los requerimientos.

### 3.5. Placas

La principal función de las placas es absorber las fuerzas del sismo, mientras más abundantes o importantes sean tomarán mayor porcentaje del cortante sísmico total, aliviando más a los pórticos.

Según la Norma E.060 de Concreto Armado las placas pueden hacerse de ~~mínimo~~ 10 cm de espesor, pero generalmente se consideran de 15 cm de espesor en el caso de edificios de pocos pisos y de 20, 25 ó 30 cm conforme aumentemos el número de pisos.

Para predimensionar estos muros podemos utilizar el método aproximado señalado en la Norma E.060 de Concreto Armado, el cual consiste en calcular las fuerzas cortantes en la base e igualarlas a la suma de la resistencia al corte de los muros.

Sin embargo, para respetar los planos de arquitectura se buscó lugares donde coincidieran los muros y no alteraran la estética del edificio brindando una rigidez adecuada tanto en la dirección XX e YY.

Se utilizaron placas de 15 y 20 cm de espesor a lo largo de los ejes 1 y 5, en la zona de ascensores y placas de 25 cm en los pórticos principales de la estructura teniendo en cuenta que en el primer piso la discontinuidad de elementos en el primer piso no sea demasiado brusca respecto a los pisos superiores.

### 3.6. Muros de contención

Los muros de contención son elementos estructurales que resisten las presiones producidas por el suelo, y una función adicional de resistir las cargas de gravedad de las losas y vigas apoyadas. Según la Norma E.060 el espesor mínimo de los muros de contención es de 20 cm, el cual es el elegido para la estructura como un primer dimensionamiento para ser comprobados mediante el análisis estructural.

### 3.7. Escaleras

Las escaleras tienen la función de permitir el tránsito vertical, interconectando dos ambientes de diferentes niveles.

Las escaleras tienen pasos y contrapasos y luego la losa propiamente dicha que trabaja en una sola dirección; el peralte del tramo inclinado se le denomina garganta.

### 3.8. Cisterna

Para el abastecimiento de agua del edificio se va a contar con un sistema comprendido por una cisterna y un cuarto de bombas, por lo cual no será necesario el uso de un tanque elevado.

Según la Norma IS.010 del RNE, la capacidad de la cisterna va a ser como mínimo igual a la dotación diaria y con un volumen no menor a 1000 L.

La dotación diaria de agua para edificios de vivienda multifamiliar está relacionada al número de dormitorios con el que cuenta cada departamento:

Número de dormitorios por departamento	Dotación por departamento, L/d
1	500
2	850
3	1200
4	1350
5	1500

Para nuestro edificio se tiene:

Tipo de departamento	Cantidad	Dotación diaria (L)	Dotación total (L)
Dep. Con 2 dormitorios	10	850	8500
Dep. Con 3 dormitorios	20	1200	24000
		Total	32500

Para dimensionar la altura de la cisterna se tiene en cuenta un borde libre de 0.5m que incluye el espacio ocupado por la tuberías de entrada, impulsión y de rebose.

De los planos de arquitectura se puede observar una proyección de donde va a ir la cisterna por lo cual la ubicaremos en ese lugar y veremos si es factible su construcción en ese espacio.

Así tenemos:

$$\text{Volumen cisterna} = 32.5\text{m}^3$$

$$\text{Área en planta de la cisterna} = 16.81 \text{ m}^2 (4.1 \text{ m} \times 4.1 \text{ m})$$

$$\text{Tirante de agua: } h = 32.5 / 16.81 = 1.95 \text{ m}$$

$$\text{Altura total de la cisterna} = h + 0.5\text{m} = 2.45 \text{ m}$$

Por lo tanto, el espesor de las losas de fondo va a ser de 15 cm, la losa de techo va a ser de 20 cm y la de los muros va a ser de 20 cm o 25 cm coincidiendo con las placas y muros de sótano del edificio.

### 3.9. Cuarto de máquinas

El cuarto de máquinas se encuentra en la azotea encima del ascensor y está destinado a recibir las instalaciones de las máquinas del ascensor, controles y otros elementos propios del servicio.

La altura libre mínima dentro del cuarto es de 2m según la Norma EM.070 del RNE.

En los planos de arquitectura se puede observar las dimensiones del cuarto de máquinas, y los elementos estructurales que se elegirán serán vigas de 0.20x0.60m en las direcciones más largas ya que hay ventanas de ventilación y la puerta de acceso lo cual no permite el uso de muros de corte en toda la altura. El espesor de las losas macizas tanto de fondo y techo serán de 20 cm.

El metrado de cargas consiste en calcular las cargas verticales que actúan sobre los diferentes elementos estructurales del edificio. Se consideran cargas de gravedad a las cargas muertas producto del peso propio de los elementos, la presencia de tabiques, el acabado del piso; y carga viva a la sobrecarga debida al tránsito de personas y a la presencia de equipos.

Debido a que las sobrecargas no son importantes en relación a las cargas muertas no va a ser conveniente el análisis de una posible alternancia de cargas.

El metrado va a ser realizado mediante el método de áreas tributarias o zonas de influencia separando la carga muerta de la carga viva.

Los valores de cargas y pesos unitarios a utilizarse han sido tomados de la Norma E.020 de Cargas del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Pesos Unitarios		
Losa Aligerada ( h = 20cm)	300	Kg/m <sup>2</sup>
Losa Aligerada ( h = 25cm)	350	Kg/m <sup>2</sup>
Piso Terminado	100	Kg/m <sup>2</sup>
Concreto Armado	2400	Kg/m <sup>3</sup>
Albañilería	1800	Kg/m <sup>3</sup>

Sobrecarga		
Vivienda multifamiliar	200	Kg/m <sup>2</sup>
Estacionamientos	250	Kg/m <sup>2</sup>
Azotea	100	Kg/m <sup>2</sup>
Cuarto de máquinas	1000	Kg/m <sup>2</sup>

#### 4.1. Losas Aligeradas

Para el metrado de losas aligeradas en una dirección se va a elegir una franja tributaria de 0.4m de ancho, tomando como eje el centro de la vigueta. Las cargas distribuidas sobre la vigueta se dan en Tn/m y las cargas puntuales de los tabiques en Tn.

La losa aligerada va a estar apoyada sobre las vigas peraltadas o placas y empotradas en las zonas donde haya continuidad de momentos (contacto con losas macizas)

Como ejemplo se realizará el metrado de la Vigueta Tipo 1 entre los Ejes B y C del piso típico:

Metrado Vigüeta Tipo 1

CM	Pp. Alig	0.35	Tn/m <sup>2</sup>
	Piso Term.	0.1	Tn/m <sup>2</sup>
	Tabiquería ( 1.8x0.15x2.55 )	0.69	Tn/m
CV	s/c vivienda	0.2	Tn/m <sup>2</sup>
Wm	0.45x0.4	0.18	Tn/m
Pm Tab.	0.4x0.69	0.28	Tn
Wv	0.2x0.4	0.08	Tn/m
Wu	1.4x0.18 + 1.7x0.08	0.388	Tn/m
Pu Tab.	1.4x0.28	0.39	Tn

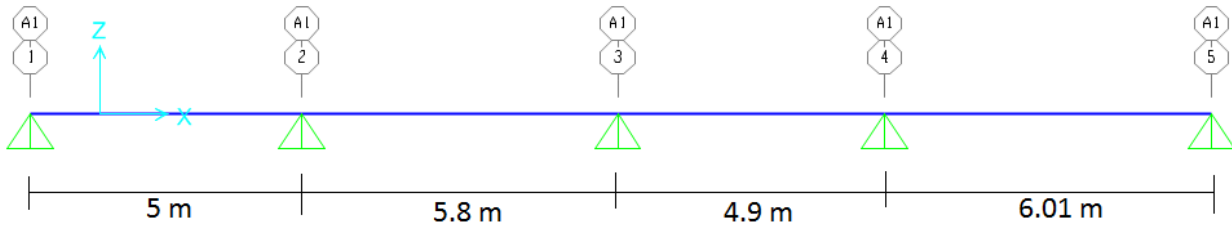


Fig. 4.1 Modelo de Vigüeta tipo 1

4.2. Losas Macizas

Las losas macizas van a trabajar en ambas direcciones por lo cual el metrado de cargas se va a realizar en unidades de área (Tn/ m<sup>2</sup>)

Las losas estarán apoyadas sobre las vigas peraltadas o placas y estarán empotradas en las zonas de continuidad de momentos (contacto con aligerado en la misma dirección).

Como ejemplo se realizará el metrado de la Losa Maciza tipo 1 entre los ejes D y E del piso típico:

Metrado Losa Maciza Tipo 1			
CM	Pp. Losa (2.4x0.20)	048	Tn/m <sup>2</sup>
	Piso Term.	0.1	Tn/m <sup>2</sup>
	Peso Tab.(1.8x2.55)	4.59	Tn/m <sup>2</sup>
CV	s/c vivienda	0.2	Tn/m <sup>2</sup>
Wm	0.48 + 0.1	0.58	Tn/m <sup>2</sup>
Wv		0.2	Tn/m <sup>2</sup>
Wu	1.4x0.58+ 1.7x0.2	1.152	Tn/m <sup>2</sup>
Wu Tab.	1.4x4.59	6.43	Tn/m <sup>2</sup>

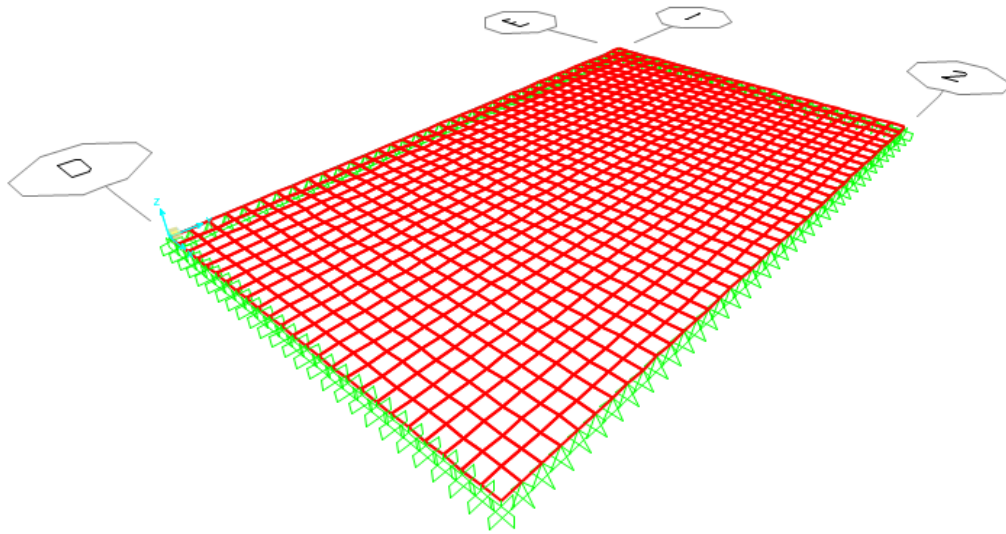


Fig. 4.2 Modelo Losa Maciza Tipo 1

### 4.3. Vigas

Las vigas se encuentran sujetas a las cargas que le transmiten la losa, así como las cargas que actúan sobre ella como su peso propio, peso de tabiques, etc.

#### 4.3.1. Vigas Peraltadas

Para realizar el metrado de vigas se despreciará el efecto hiperestático, es decir, se asignará a cada tramo un área de influencia a partir del cual se calculará el peso por metro lineal. Todos los elementos que se encuentran dentro de dicha área de influencia, losas aligeradas, losas macizas, acabado, tabiques y sobrecargas se considerarán en el cálculo del peso por metro lineal que actúa sobre la viga.

Para las vigas en las cuales se encuentra apoyado el aligerado se considera como zona de influencia la mitad de la longitud de la losa, cuando las vigas están paralelas a la dirección del aligerado se asumió como zona de influencia una longitud de cuatro veces el espesor de la losa a cada lado de la viga en el caso de que se tenga grandes luces, de caso contrario se asume 0.4m a cada lado de la viga; este procedimiento es debido al monolitismo que hay entre las losas y las vigas al ser vaciadas en obra al mismo tiempo.

Para obtener las cargas provenientes de las losas macizas, las cuales trabajan en ambas direcciones, se aplica la “teoría del sobre”.

Las cargas provenientes de los tabiques se consideran como cargas sobre las losas ( $Tn/m^2$ ), siendo su valor  $0.33 Tn/m^2$  para los pisos del 1 al 5 y  $0.1 Tn/m^2$  para la azotea. En el techo del sótano no se asignó cargas de tabique debido a que el primer piso es zona de estacionamientos.

Para hallar las reacciones de las vigas que se apoyan sobre otras vigas se desprecian los efectos hiperestáticos y se asume que éstas actúan como apoyo simple de las otras vigas. Para decidir cuál de las vigas actúa como apoyo, se tomará como apoyo la más rígida.



Metrado Viga Pórtico F Piso Típico			
CM	Pp. Viga (2.4x0.25x0.6)	0.36	Tn/m
	Pp. Alig. (h = 0.2 m)	0.3	Tn/m <sup>2</sup>
	Piso Term.	0.1	Tn/m <sup>2</sup>
	Peso Tabique	0.33	Tn/m <sup>2</sup>
CV	s/c	0.2	Tn/m <sup>2</sup>
Área aligerado		1.23	m <sup>2</sup>
Área tributaria		1.35	m <sup>2</sup>
Wm	$0.36+0.68 \times 1.23+0.1 \times 1.35$	1.27	Tn/m
Wv	$0.2 \times 1.35$	0.27	Tn/m
Wu	$1.4 \times 1.33 + 1.7 \times 0.27$	2.23	Tn/m

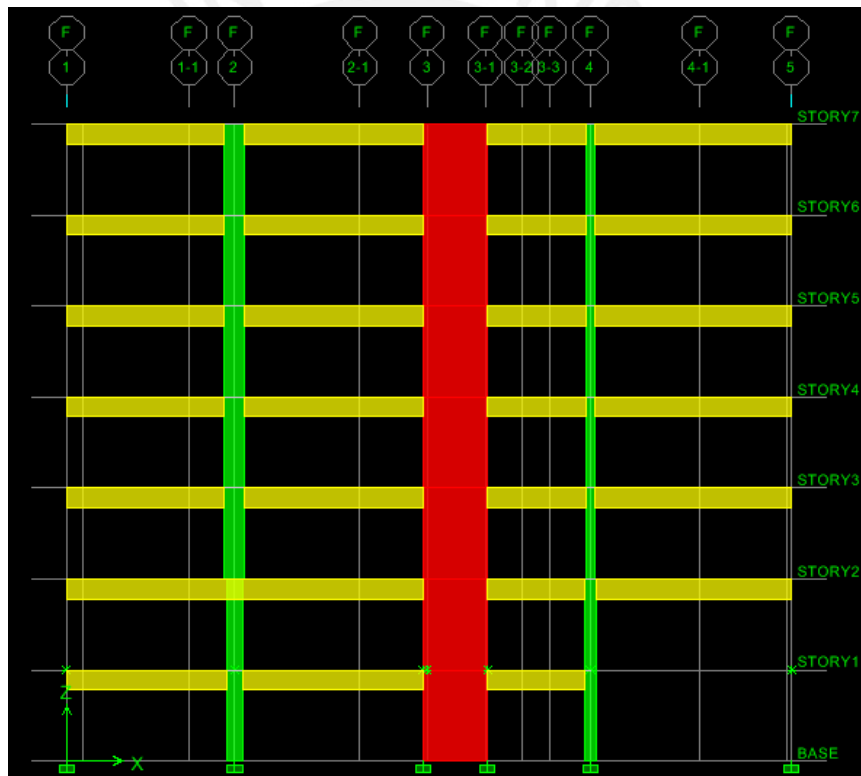


Fig. 4.3 Modelo Pórtico F

4.3.2. Vigas Chatas

Las vigas chatas van soportar básicamente la carga muerta proveniente de su peso propio y el peso de los tabiques de albañilería, controlando la deflexión causada por estos últimos.

La única diferencia en el metrado de las diversas vigas chatas va a ser la tabiquería que deban soportar.

Como ejemplo se desarrollará el metrado de la Viga Chata VCh-2 entre los Ejes B-C y 2-3 del piso típico:

Metrado Viga Chata VCh-2			
CM	Pp. Viga (2.4x0.4x0.25)	0.24	Tn/m
	Piso Term.	0.1	Tn/m <sup>2</sup>
	Peso Tab1	1.8	Tn/m <sup>3</sup>
CV	s/c vivienda	0.2	Tn/m <sup>2</sup>
Wm	0.24+ 0.1x0.4	0.28	Tn/m
Wm Tab1	1.8x2.55x0.15	0.69	Tn/m
Wv	0.2x0.4	0.08	Tn/m
Wu	1.4x0.28 + 1.7x0.08	0.53	Tn/m
Wu Tab1	1.4x0.69	0.97	Tn/m

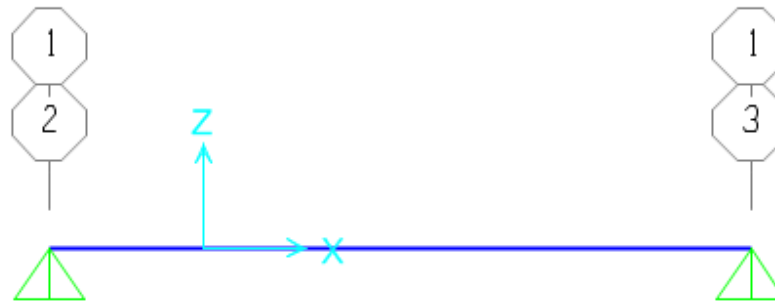


Fig. 4.4 Modelo Viga Chata VCh-2

#### 4.4. Columnas

Para el metrado de las columnas se tendrá en cuenta las losas, el piso terminado, el peso de los tabiques, las reacciones de las vigas que llegan a las columnas, el peso propio de la columna y la sobrecarga existente.

Para metrar la carga debida al peso propio del aligerado, el piso terminado y la sobrecarga, se determina el área tributaria contribuyente de cada una de las columnas. En el caso de los aligerados esta área tributaria es por lo general la cuarta parte del paño y en el caso de las losas macizas se utilizará la “teoría del sobre”.

Las vigas contribuyen a la carga con su peso propio y el de los tabiques que se apoyen sobre éstas. Por lo general, se considera que la viga contribuye en una longitud tributaria igual a la mitad de su luz libre.

De la misma manera que para las vigas, se considerará el peso de los tabiques como distribuido sobre las losas aligeradas y macizas (Tn/m<sup>2</sup>).

Para el metrado de carga viva no se va a considerar reducción en cada nivel, conservadoramente.

Como ejemplo se desarrollará el metrado de la columna en la intersección de los Ejes 2 y F:

Piso	Área Alig. A h=0.20m	Área Alig. B h=0.25m	Área Trib.	CM						CV				
				Peso Alig. h=0.20m	Peso Alig. h=0.25 m	Piso Term.	Peso Vigas	Peso Tabiques	Peso Propio	s/c	PM	PV	Pu	
6	6.34	15.91	24.7	1.90	5.57	2.47	3.20	2.47	0.99	2.47	16.61	2.47	27.45	
5	6.34	15.91	24.7	1.90	5.57	2.47	3.20	8.15	0.99	4.94	22.29	4.94	39.61	
4	6.34	15.91	24.7	1.90	5.57	2.47	3.20	8.15	0.99	4.94	22.29	4.94	39.61	
3	6.34	15.91	24.7	1.90	5.57	2.47	3.20	8.15	0.99	4.94	22.29	4.94	39.61	
2	6.34	15.91	24.7	1.90	5.57	2.47	3.20	8.15	0.99	4.94	22.29	4.94	39.61	
1	6.34	15.91	24.7	1.90	5.57	2.47	3.20	8.15	1.16	6.18	22.45	6.18	41.94	
0	6.34	15.91	24.7	1.90	5.57	2.47	3.20	0.00	1.16	6.18	14.30	6.18	30.52	
										Σ	143	35	258	Tn

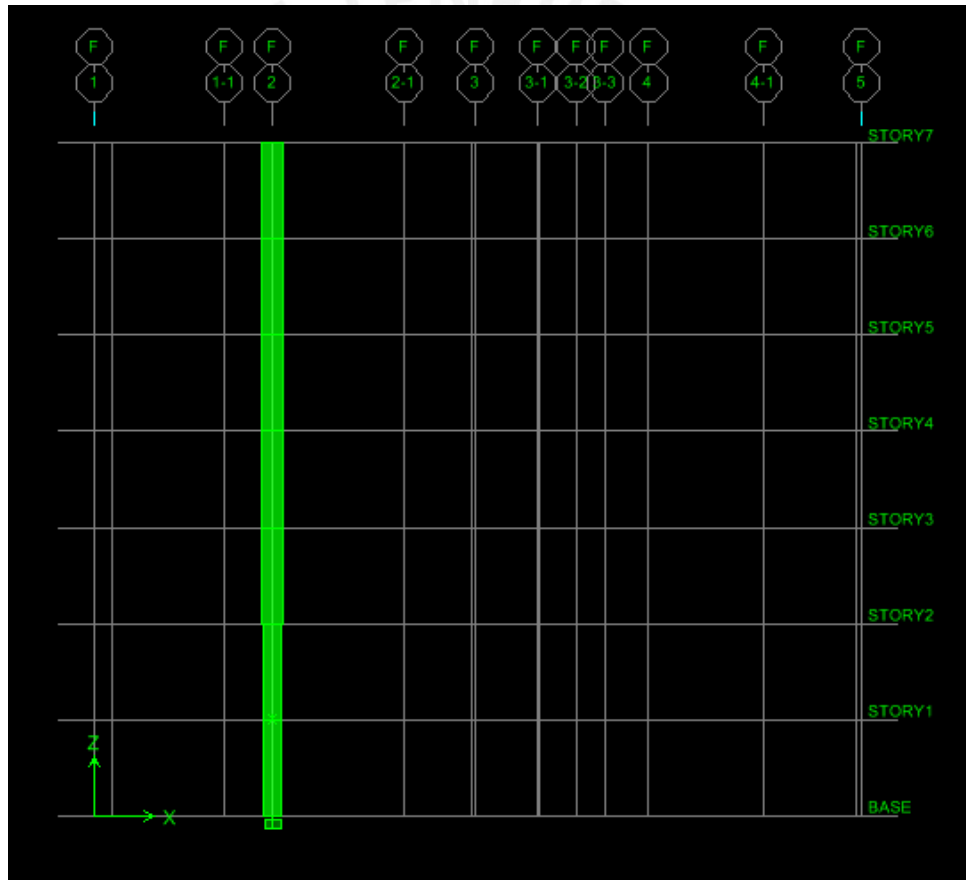


Fig. 4.5 Modelo Columna

#### 4.5. Placas

Para el metrado de placas o muros de corte se toman las mismas consideraciones que para el metrado de columnas debido a que las placas son elementos de apoyo de las vigas y losas, recibiendo las cargas que éstas cargan. Para el metrado de estos elementos también se utilizará el método de áreas tributarias.

Piso	Área Alig. A h=0.20m	Área Alig. B h=0.25m	Área Trib.	CM						CV				
				Peso Alig. h=0.20m	Peso Alig. h=0.25 m	Piso Term.	Peso Vigas	Peso Tabiques	Peso Propio	s/c	PM	PV	Pu	
6	7.29	18.30	28.21	2.19	6.40	2.82	2.98	2.82	3.22	2.82	20.43	2.82	33.40	
5	7.29	18.30	28.21	2.19	6.40	2.82	2.98	9.31	3.22	5.64	26.92	5.64	47.28	
4	7.29	18.30	28.21	2.19	6.40	2.82	2.98	9.31	3.22	5.64	26.92	5.64	47.28	
3	7.29	18.30	28.21	2.19	6.40	2.82	2.98	9.31	3.22	5.64	26.92	5.64	47.28	
2	7.29	18.30	28.21	2.19	6.40	2.82	2.98	9.31	3.22	5.64	26.92	5.64	47.28	
1	7.29	18.30	28.21	2.19	6.40	2.82	2.98	9.31	3.22	7.05	26.92	7.05	49.68	
0	7.29	18.30	28.21	2.19	6.40	2.82	2.98	0.00	3.22	7.05	17.61	7.05	36.65	
										Σ	173	39	309	Tn

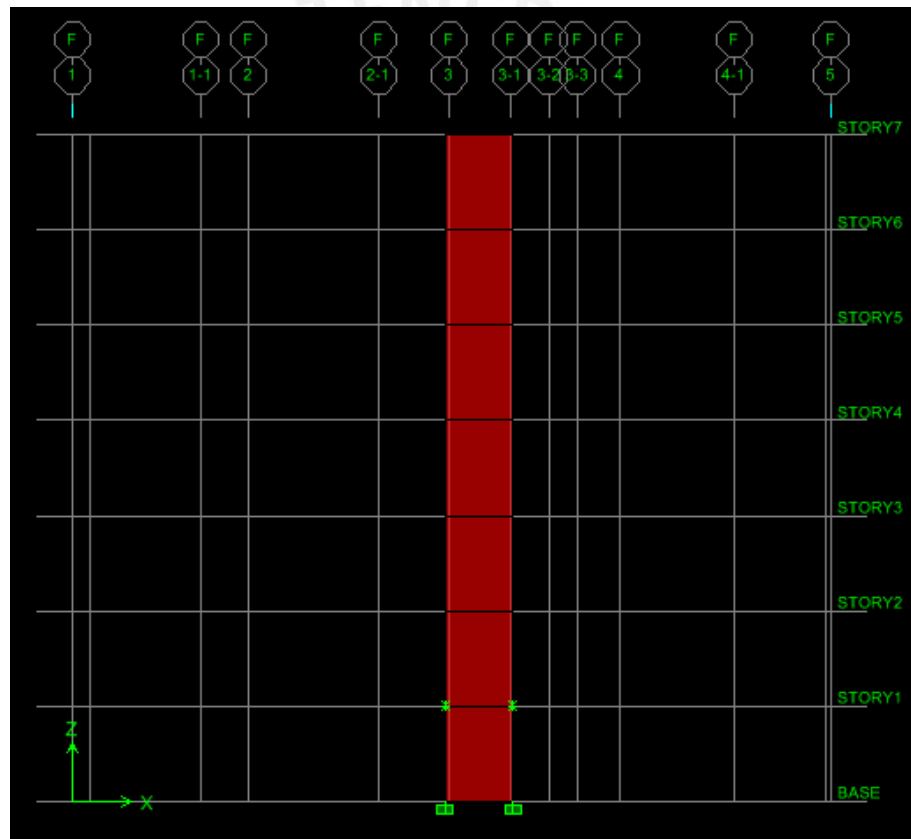


Fig. 4.6 Modelo Placa

#### 4.6. Escaleras

Para el metrado de las escaleras se consideró cada tramo por separado. Las cargas actuantes sobre la escalera son el peso propio, el piso terminado y la sobrecarga.

La escalera está formada por dos partes, una parte plana la cual corresponde al descanso y una parte inclinada donde se encuentran las gradas. El metrado del descanso es igual al de una losa maciza en una sola dirección, para el metrado de la parte inclinada se tendrá que transformar las cargas a una equivalente por unidad de área en planta, de acuerdo a la siguiente fórmula:

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

Donde:

Y: Peso volumétrico concreto armado

Cp: contrapaso

p: Paso

t: espesor de la garganta

El metrado de la escalera se realizará por metro de ancho de la escalera:

Metrado Escalera Piso Típico				
		Cp	0.172	
		p	0.25	
		t	0.15	
Tramo inclinado	CM	Pp. Piso Term.	0.643 0.1	Tn/m <sup>2</sup> Tn/m <sup>2</sup>
	CV	s/c vivienda	0.2	Tn/m <sup>2</sup>
	Wm	1x( 0.643+ 0.1)	0.743	Tn/m
	Wv	1x0.2	0.2	Tn/m
	Wu	1.4x0.743+ 1.7x0.2	1.381	Tn/m
Descanso	CM	Pp. Losa (2.4x0.2) Piso Term.	0.48 0.1	Tn/m <sup>2</sup> Tn/m <sup>2</sup>
	CV	s/c vivienda	0.2	Tn/m <sup>2</sup>
	Wm	1x(0.48 + 0.1)	0.58	Tn/m
	Wv	1x0.2	0.2	Tn/m
	Wu	1.4x0.46 + 1.7x0.2	1.152	Tn/m

## CAPITULO V: ANÁLISIS BAJO CARGAS DE GRAVEDAD

El análisis de los distintos elementos estructurales que conforman el edificio se va a realizar mediante el modelamiento en los programas de análisis y diseño, SAP 2000 y ETABS.

Solo se va a utilizar la combinación de carga última la cual corresponde a 1.4CM+1.7CV.

### 5.1. Análisis de losas y vigas chatas

#### 5.1.1. Losas Aligeradas

Para el análisis de las losas aligeradas en una dirección se realizó el modelo de una viga de sección T en el programa SAP 2000, simulando las viguetas que van a ir distribuidas en todo el aligerado.

Fueron modeladas como elementos continuos apoyados en vigas o placas y empotrados en el caso de continuidad de momentos.

A continuación se muestra el análisis de la Vigueta tipo 1 para la cual se realizó el metrado de cargas:

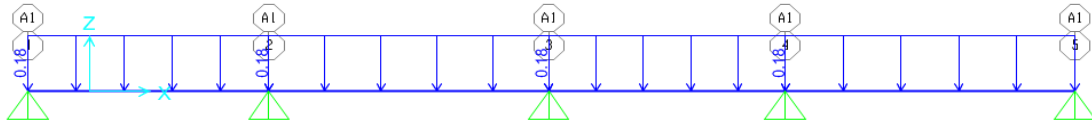


Fig. 5.1 Carga Muerta Distribuida (Tn/m)

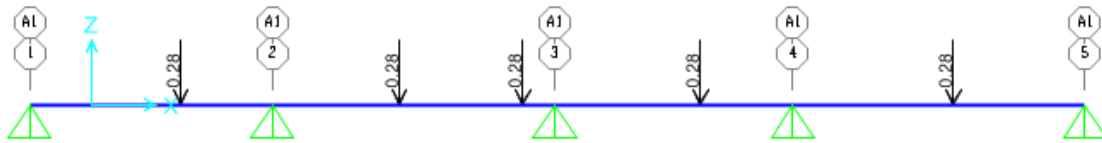


Fig. 5.2 Cargas Muertas Puntuales (Tn)

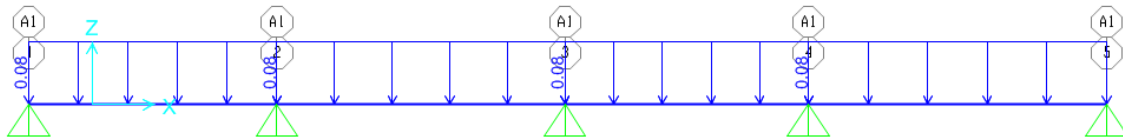


Fig. 5.3 Carga Viva Distribuida (Tn/m)

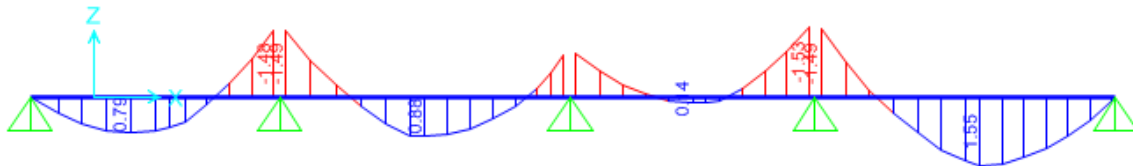


Fig. 5.4 Diagrama de Momento Flector Carga Ultima (Tn-m)

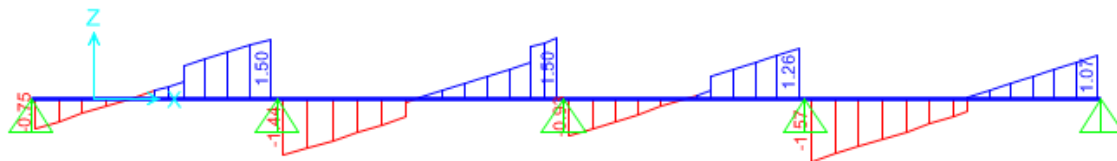


Fig. 5.5 Diagrama de Fuerza Cortante Carga Ultima (Tn)

### 5.1.2. Losas Macizas

Para el análisis de las losas macizas en ambas direcciones se realizó el modelo en el programa SAP 2000.

Para el modelo se utilizó el método de elementos finitos en dos dimensiones apoyados en las vigas o placas y empotrados en los extremos donde existe continuidad de momentos.



Se procedió a asignar las cargas por m<sup>2</sup>; incluyendo las cargas de la tabiquería en un ancho de 15 cm (ancho de los tabiques)

A continuación se muestra el análisis de la Losa Maciza Tipo 1 para la cual se realizó el metrado de cargas:

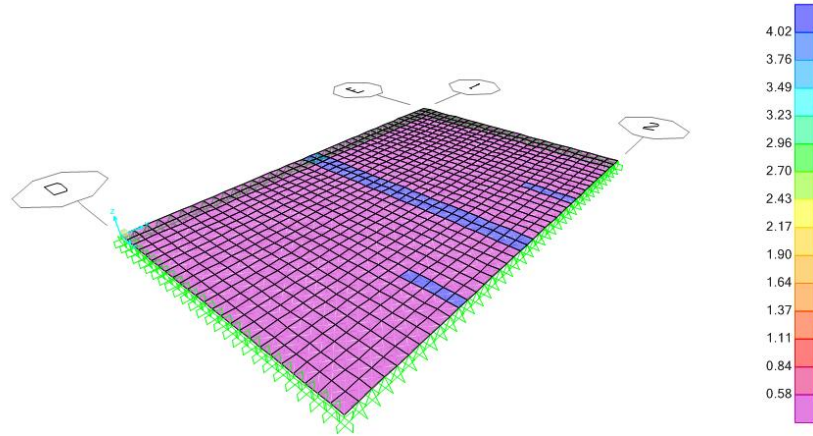


Fig. 5.6 Carga Muerta distribuida (Tn/m<sup>2</sup>)

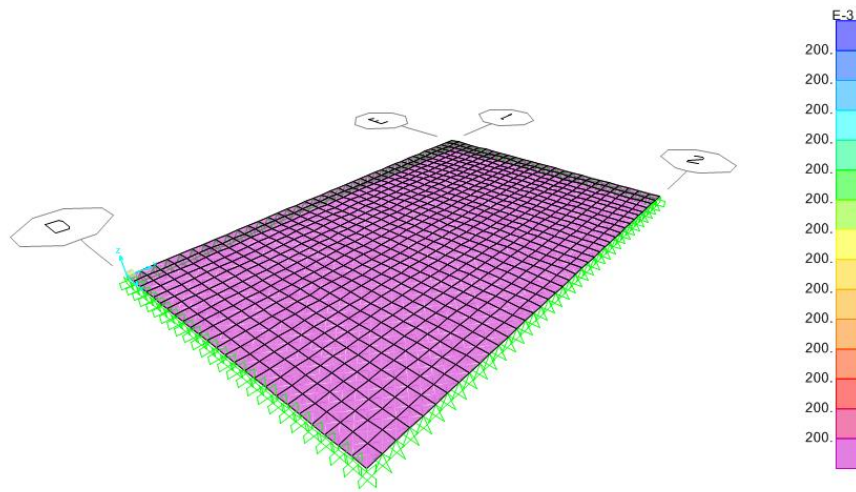


Fig. 5.7 Carga Viva distribuida (Tn/m<sup>2</sup>)

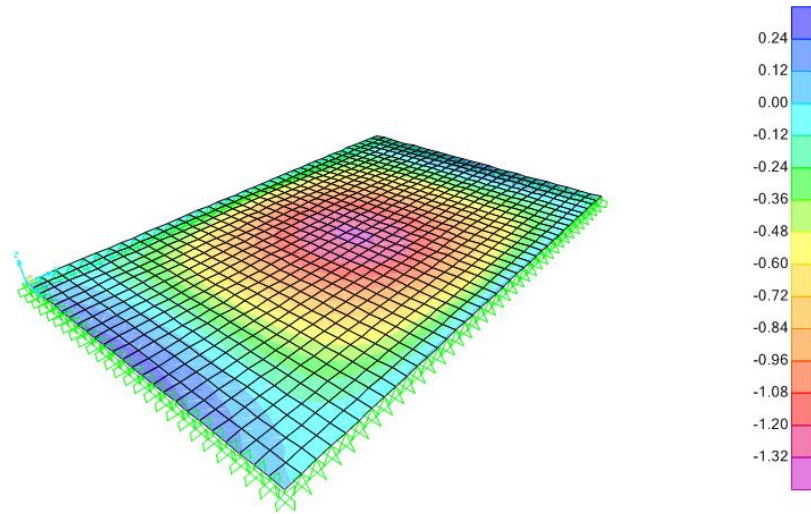


Fig. 5.8 Diagrama Momento Flector en la Dirección 1-1 (Tn-m)

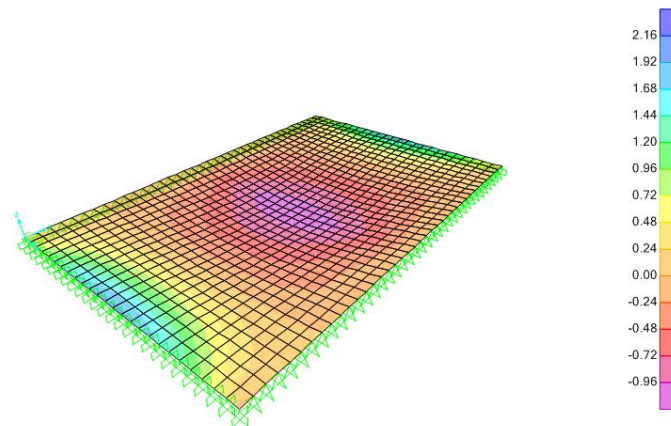


Fig. 5.9 Diagrama Momento Flector en la Dirección 2-2 (Tn-m)

### 5.1.3. Vigas Chatas

Para el análisis de las vigas chatas se realizó el modelo en el programa SAP 2000. Se realizó el modelo considerando ambos extremos de la viga como simplemente apoyados.

Para este caso el metrado del peso propio de la viga lo realizó el programa.

A continuación se muestra el análisis de la Viga Chata VCh-2 para la cual se realizó el metrado de cargas:

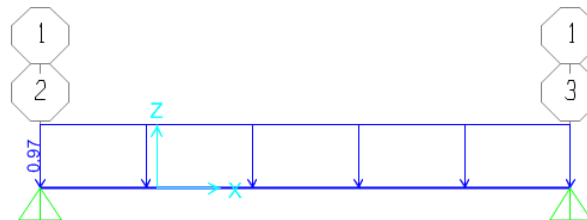


Fig. 5.10 Carga Muerta Distribuida (Tn/m)

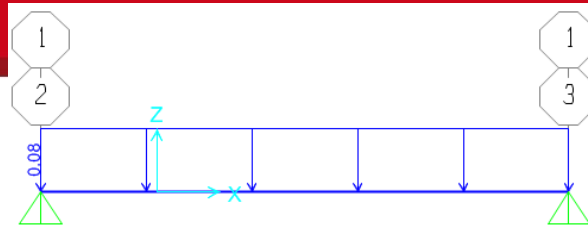


Fig. 5.11 Carga Viva Distribuida (Tn/m)

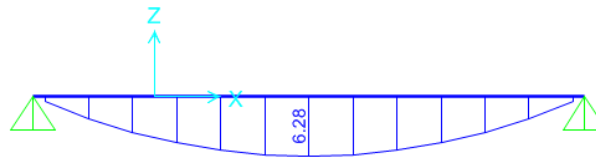


Fig. 5.12 Diagrama de Momento Flector (Tn-m)

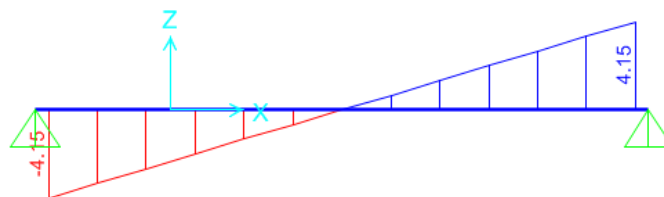


Fig. 5.13 Diagrama de Fuerza Cortante (Tn)

## 5.2. Análisis de vigas, columnas y placas

### 5.2.1. Procedimiento general de análisis

Para el análisis de pórticos y placas se desarrolló un modelo tridimensional en el programa ETBAS V.9.6 donde todos los elementos admiten deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial.

Las cargas asignadas al modelo corresponden a la tabiquería, pesos de losa y la sobrecarga. Las cargas aplicadas sobre las losas, el programa ETABS automáticamente las distribuye a las vigas, columnas y placas según sus áreas tributarias.

La envolvente de momentos flectores y fuerzas cortantes de las vigas, columnas y placas se obtienen directamente del modelo analítico.

### 5.2.2. Modelo estructural del edificio

Para realizar el análisis estructural del edificio por cargas de gravedad se utilizó el programa de computadora ETABS. Las consideraciones tomadas para realizar el modelo de la estructura se mencionan a continuación:

La altura de todos los entrepisos es de 2.75 m

Las losas aligeradas son de 20 cm y 25 cm de peralte para todos los pisos. Las losas macizas son de 20 cm de peralte ubicadas en las losas cerca a las aberturas y la zona

de ascensores. Las losas aligeradas fueron modeladas como tipo DECK (tipo de losa definida por el programa) y las losas macizas como tipo SLAB.

Las vigas peraltadas son de 25 x 60, excepto las vigas que no forman pórtico, las cuales tienen una dimensión de 20 x 60. Las vigas fueron modeladas como elementos unidimensionales (frame), los cuales poseen las propiedades de la sección que se le asigne. Se anuló la resistencia a la torsión dándole a cada viga un coeficiente torsional muy pequeño.

Las columnas fueron modeladas como elementos unidimensionales (frame), los cuales poseen las propiedades de la sección que se le asigne.

Las placas o muros de corte se modelaron como elementos bidimensionales tipo SHELL con el ancho y la longitud que les corresponden.

Las placas y columnas (elementos verticales) se consideran empotrados en su base.

Las escaleras no fueron consideradas en el modelo, realizando el diseño manualmente. Asimismo, no se ha considerado dentro del modelo el cuarto de máquinas del ascensor ni la cisterna.

El peso propio de los elementos será calculado por el programa.

El programa genera automáticamente los diafragmas rígidos para cada piso una vez definidos. Se consideró un diafragma rígido con 3 grados de libertad, dos de los cuales son de traslación (X-Y) y uno de rotación en el plano horizontal.

Dado que es un edificio destinado a viviendas se considera una sobrecarga de 200 Kg/m<sup>2</sup> en todos los pisos (excepto en los estacionamientos donde se considera 250 Kg/m<sup>2</sup>) y en la azotea una sobrecarga de 100 Kg/m<sup>2</sup>.

Se asignó una carga de 0.33 Tn/m<sup>2</sup> en los pisos 1 al 5 y en la azotea una carga de 0.1 Tn/m<sup>2</sup> correspondiente a los tabiques y parapetos existentes. Estos valores se obtuvieron hallando la suma total del número de tabiques en el nivel dividiéndolo entre el área de la planta (sin considerar las aberturas), dando así un valor promedio del peso de tabiques por metro cuadrado de losa (Tn/m<sup>2</sup>).

Las masas fueron obtenidas directamente por el programa ETABS, en base al modelo, a partir de las cargas aplicadas y el peso propio de los elementos, considerando 100% carga muerta + 25% carga viva.

Se restringió el desplazamiento X e Y para el nivel del sótano sin asignarse un diafragma rígido.

Se realizaron 2 modelos para el análisis, un modelo con sótano para el diseño de los elementos y otro modelo sin sótano para realizar el análisis sísmico calculando el peso del edificio a considerar para el análisis.

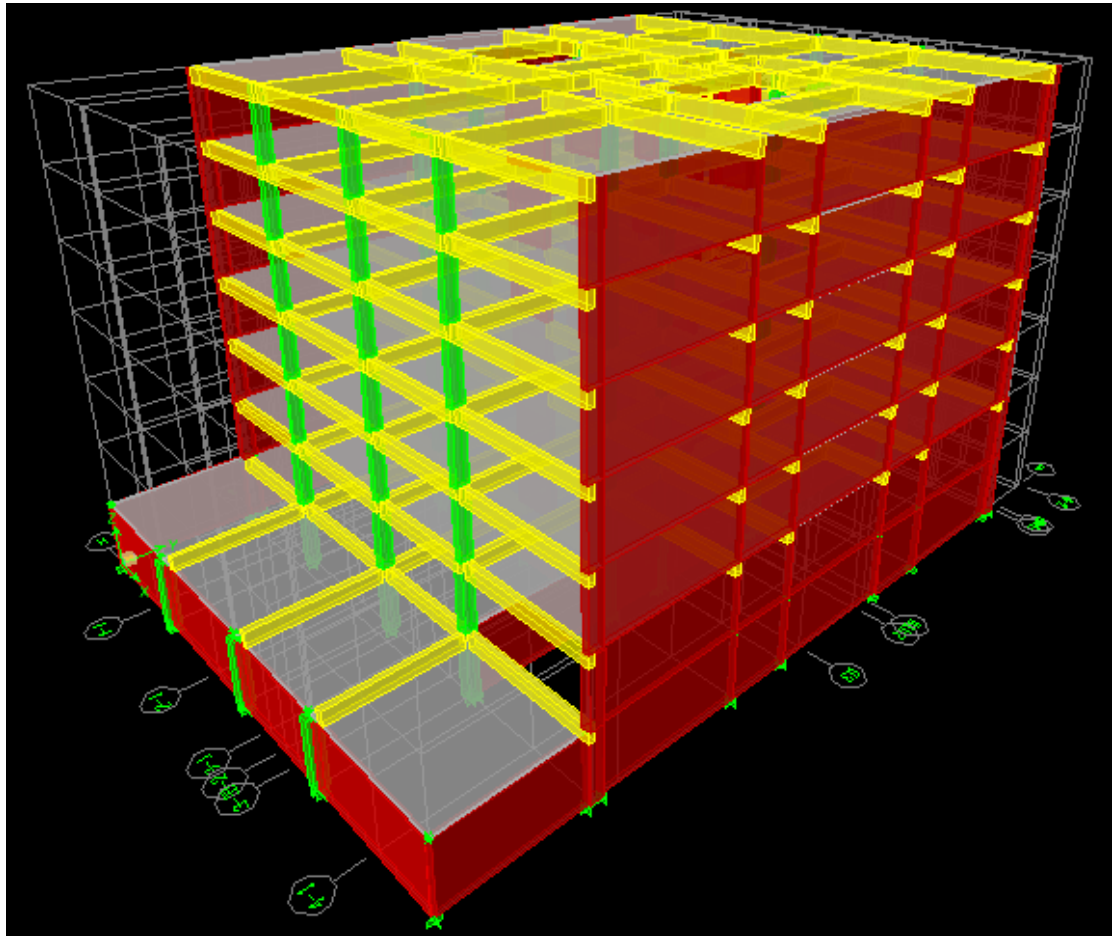


Fig. 5.14 Modelo con sótano del Edificio



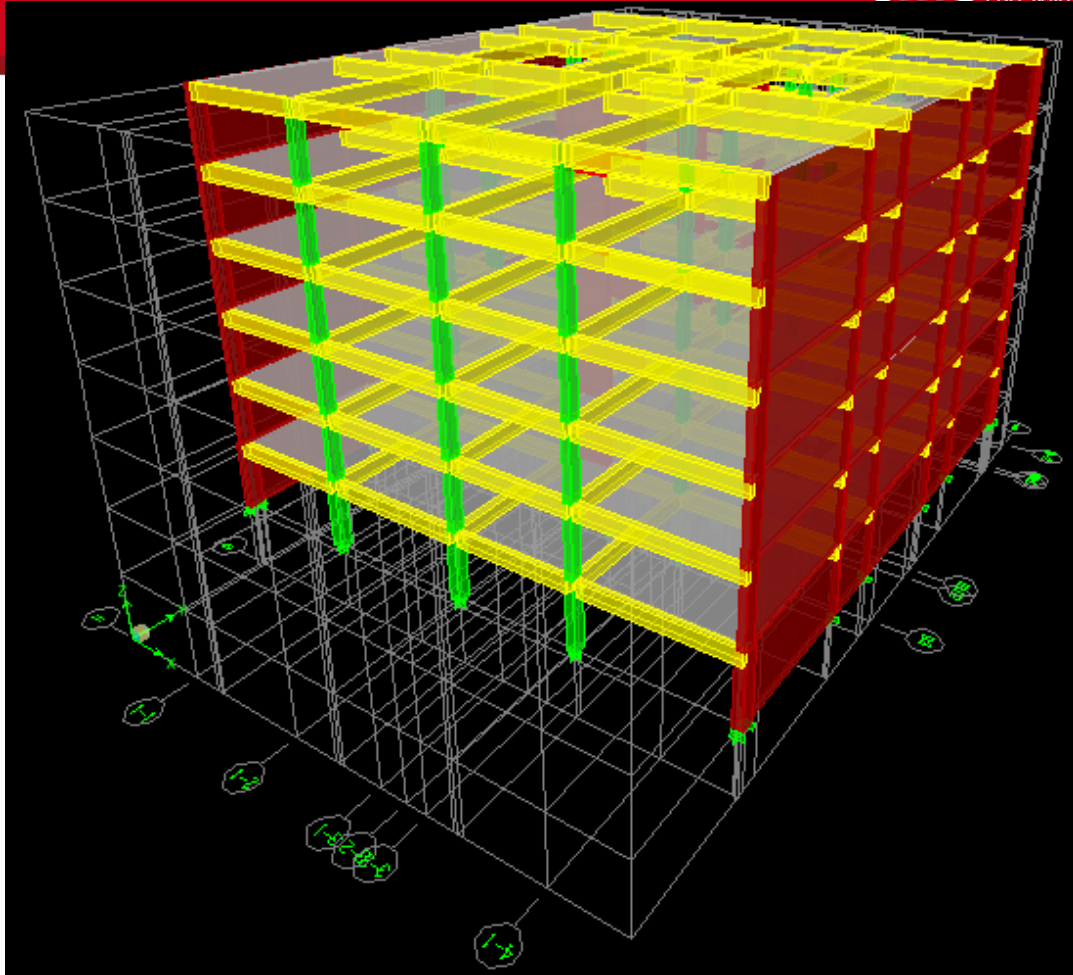


Fig. 5.15 Modelo sin sótano del Edificio

### 5.2.3. Efectos de la secuencia constructiva

Cuando se usa un programa de cómputo se modela la edificación en su totalidad, aplicando la carga completa al edificio ya construido sin considerar la secuencia constructiva.

Al no considerarse la secuencia constructiva se generan en los últimos pisos diagramas de momentos flectores irreales, producto de deformaciones verticales no uniformes debido a que hay elementos más esforzados que otros se puede producir la inversión de momentos en la unión de las vigas con las columnas.

A continuación se muestra el diagrama de momentos flectores del pórtico y el mismo diagrama corregido por secuencia constructiva:



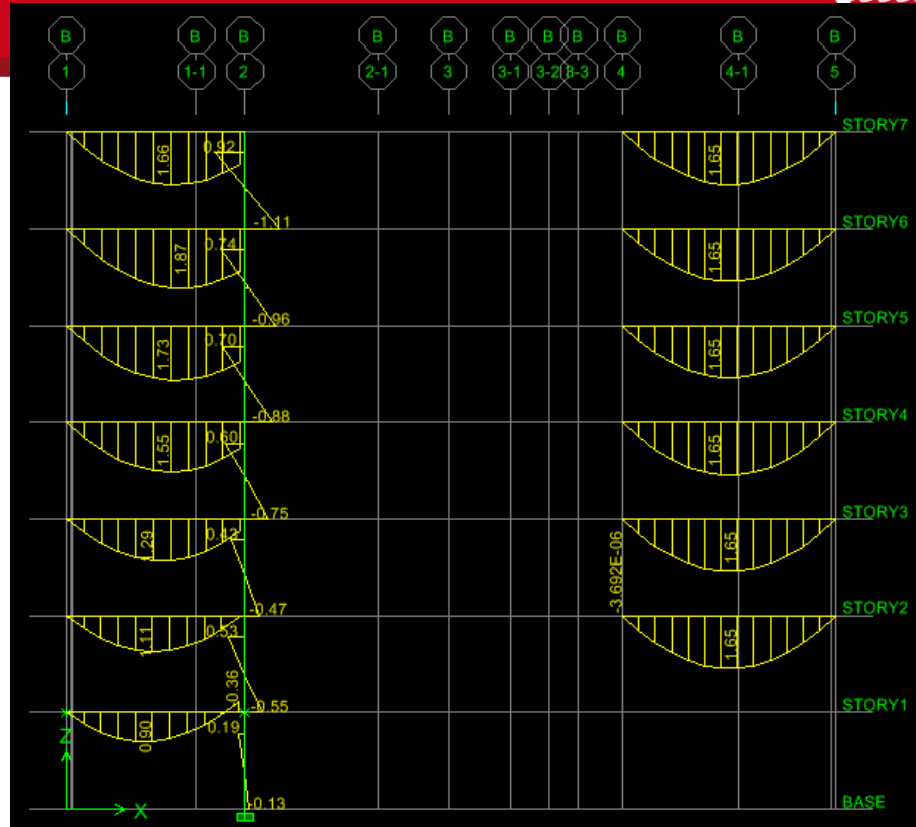


Fig 5.16 Diagrama de Momento Flector de Carga Muerta Defectuoso (Tn-m)

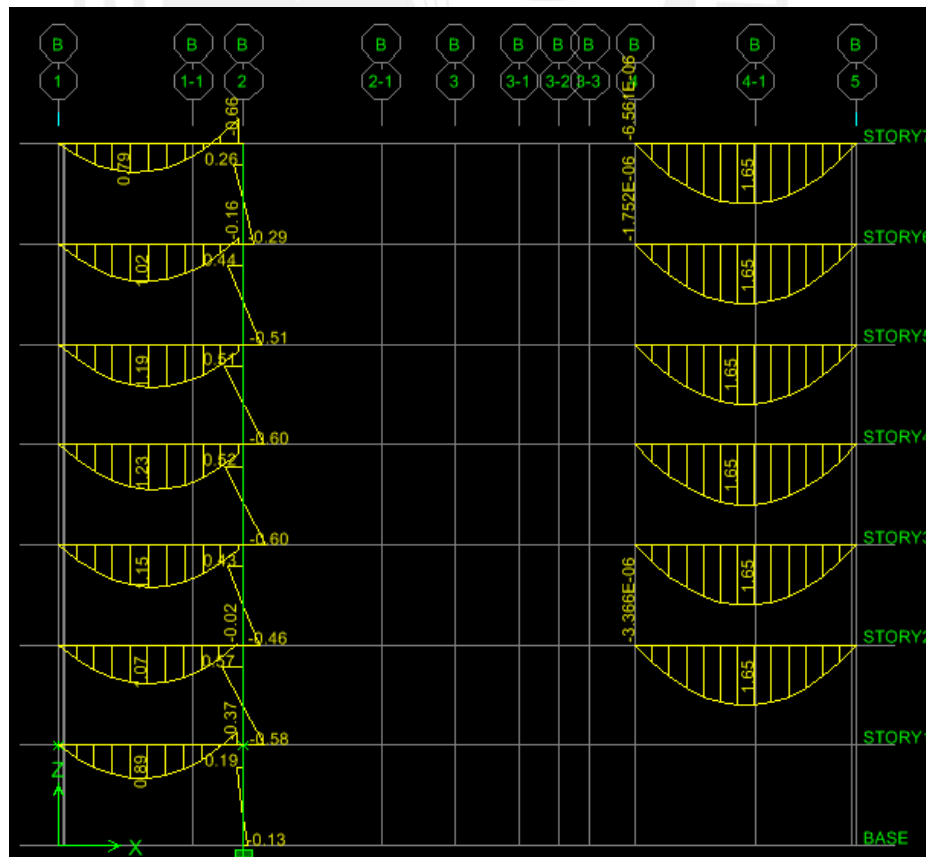


Fig 5.17 Diagrama de Momento Flector de Carga Muerta Corregido (Tn-m)

5.2.4. Resultados del análisis

A continuación se presentan los resultados para el Pórtico del Eje D y la Placa del eje 1:

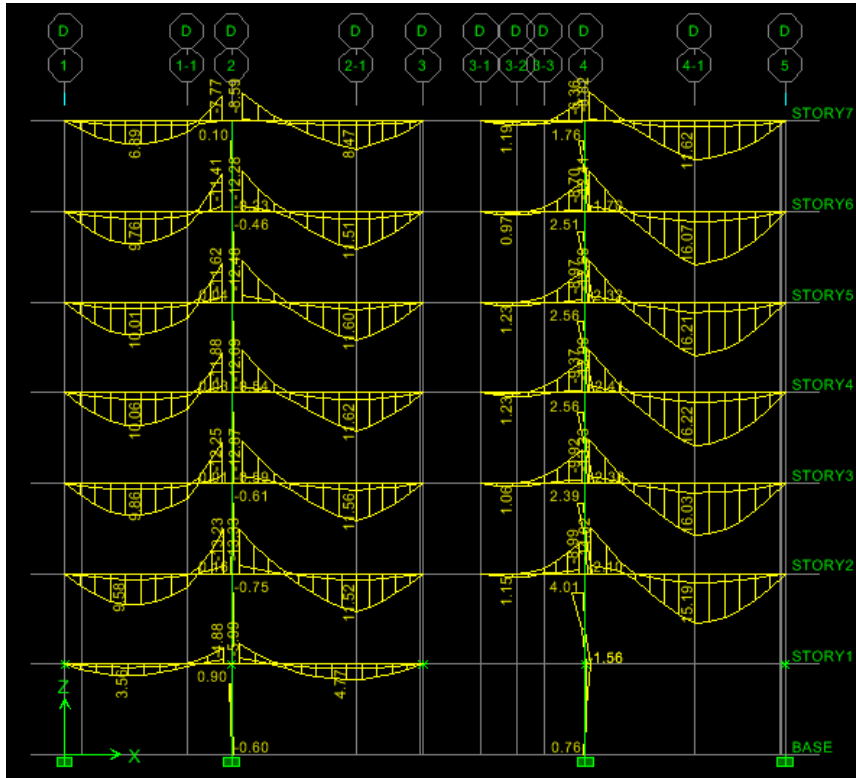


Fig. 5.18 Diagrama de Momento Flector ( $Tn\cdot m$ )

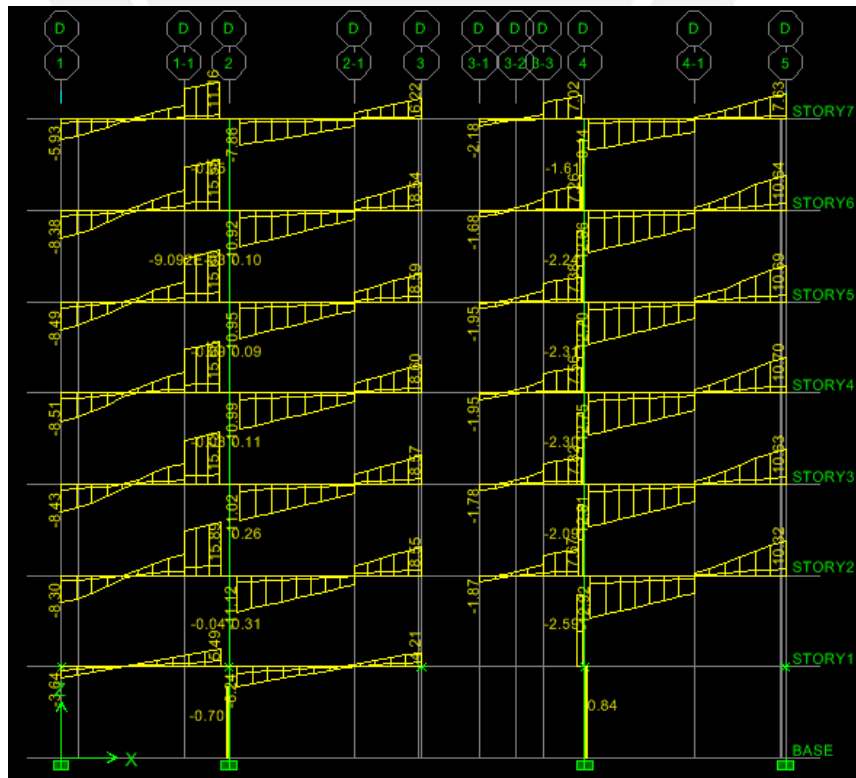


Fig. 5.19 Diagrama de Fuerzas Cortantes ( $Tn$ )

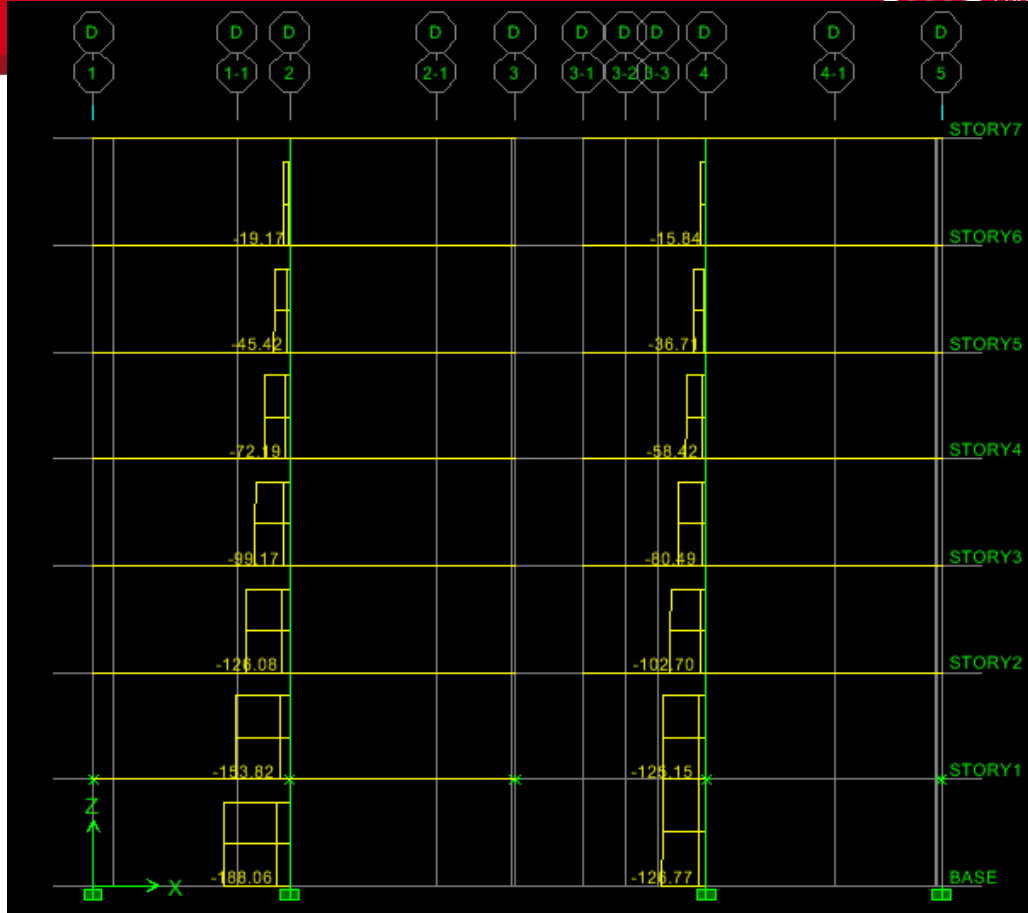


Fig. 5.20 Diagrama Carga Axial Columnas (Tn)

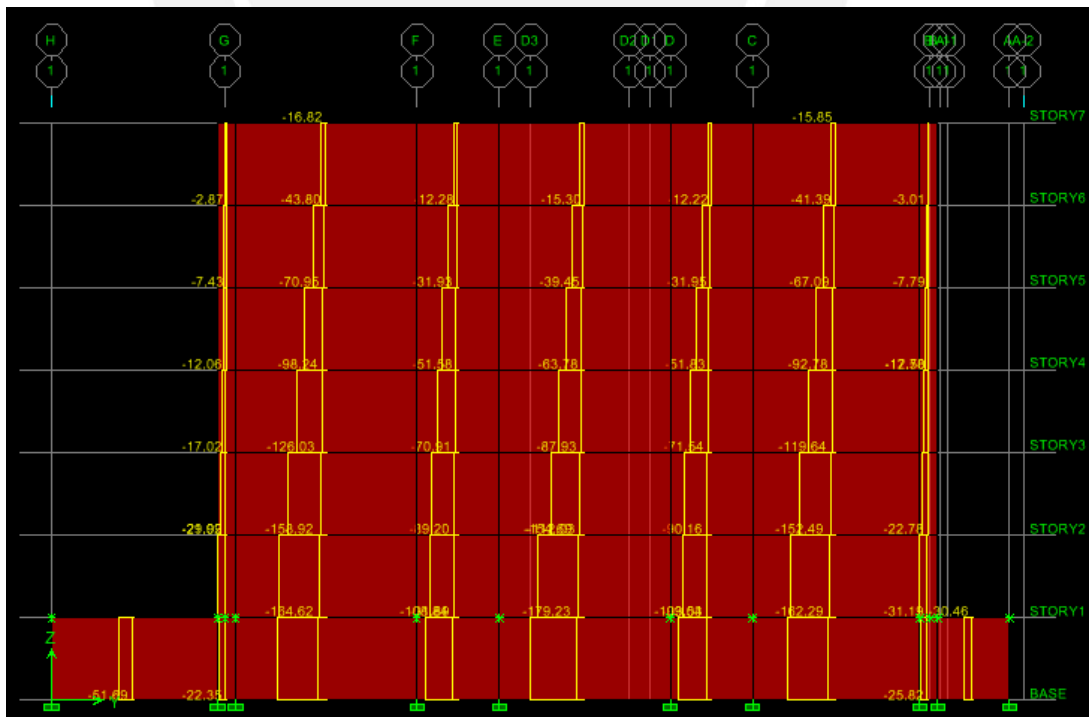


Fig. 5.21 Diagrama Carga Axial Placa (Tn)

Dado que nuestro país se encuentra en una región en donde los fenómenos sísmicos son frecuentes, es necesario que todas las estructuras que se construyen sean capaces de resistir las fuerzas impuestas por los sismos y deformarse adecuadamente.

Debido al silencio sísmico que se ha mantenido por siglos en nuestro territorio, nos encontramos en una época en la que se tiene la certeza que va a ocurrir un sismo de magnitud mayor a 8 (escala sísmológica de Richter); lo cual no debe ser ignorado ya que se posee las experiencias de otros países que al no estar preparados ante un sismo del cual se tenía información que iba a ocurrir, sufrieron grandes daños y pérdidas. Por lo tanto los diseños deben ser realizados minuciosamente con la finalidad de garantizar la reducción de pérdida de vidas humanas y de bienes materiales.

El diseño elaborado en este proyecto va a garantizar un adecuado desempeño del edificio frente a las demandas sísmicas que se presenten cumpliendo todos los requisitos propuestos por el Reglamento Nacional de Edificaciones.

El análisis se desarrolló para las direcciones principales “X” e “Y” de la estructura, usando las sollicitaciones sísmicas reducidas con un modelo de comportamiento elástico para la estructura. Para el estudio del análisis sísmico se utilizó el programa ETABS V.9.6. Este software permite el análisis sísmico tridimensional de la estructura bajo sollicitaciones estáticas y dinámicas.

#### 6.1. Condiciones generales para el Análisis

##### 6.1.1. Factor de Zona

La norma considera el territorio peruano dividido en 3 zonas sísmicas a cada una de las cuales se le asigna un Factor de Zona (Z), el cual se interpreta como la aceleración máxima en la base rocosa que tiene 10% de probabilidades de ser superada en 50 años.

Factores de Zona	
Zona	Z
3	0.4
2	0.3
1	0.15

La estructura se ubica en la ciudad de Lima; por lo tanto, de acuerdo a la zonificación propuesta por Norma E030, la edificación se encuentra en la Zona 3 con un  $Z = 0.4$ .

##### 6.1.2. Condiciones Geotécnicas

En base al tipo de perfil donde se ubicará el edificio, la norma considera 4 tipos de perfiles de suelo a los cuales se le asocia un factor de amplificación S y un parámetro  $T_p$ . El factor S permite estimar la amplificación de las sollicitaciones respecto a la base rocosa y el parámetro  $T_p$  corresponde al extremo derecho de la plataforma horizontal del espectro de aceleraciones.

La norma clasifica los perfiles de suelo según su periodo fundamental de vibración.

Parámetros del Suelo			
Tipo	Descripción	Tp(s)	S
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1
S2	Suelos intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	Condiciones excepcionales	*	*

El perfil de suelo supuesto es un perfil tipo S1 por ser un terreno de grava arenosa densa con una capacidad portante de 4Kg/cm<sup>2</sup>. Por lo tanto, a este tipo de suelo le corresponde un S = 1 y un Tp = 0.4 seg.

### 6.1.3. Factor de Amplificación Sísmica

En un terremoto la aceleración máxima que alcanzaría una estructura elástica depende tanto como de la aceleración que recibe en su base como de su periodo fundamental (T). El factor de amplificación se interpreta como la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo.

C =	2.5*(Tp/T)
C ≤	2.5

### 6.1.4. Categoría de la Edificación y Factor de Uso

De acuerdo a la Norma E.030, las edificaciones se clasifican en función de su importancia durante sollicitaciones sísmicas asignándosele un factor de uso o importancia "U".

Categoría de las Edificaciones		
Categoría	Descripción	Factor U
A	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo como hospitales, estaciones de bombero, subestaciones eléctricas, reservorios de agua.	1.5
B	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, almacenes, etc.	1.3
C	Edificaciones comunes como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos	1
D	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía	*

El edificio se clasifica dentro de la categoría "C" de Edificaciones Comunes ya que su uso es previsto para viviendas de departamentos y por lo tanto, le corresponde un factor de uso U = 1.

### 6.1.5. Peso del Edificio

El peso de la estructura se calculó mediante el programa ETABS, siendo comprobada su validez con un metrado manual.

El peso se obtuvo multiplicando por 9.81 m/s<sup>2</sup> las masas calculadas por el programa.

Para edificaciones de categoría "C" la Norma E.030 señala que el peso de cada piso se obtendrá considerando la masa correspondiente a la carga permanente más el 25% del peso debido a la carga viva en cada nivel.

Para el cálculo del peso no se consideró el nivel del sótano.

Nivel	Masa X e Y	Peso
PISO 6	35.7554	350.76
PISO 5	49.8073	488.61
PISO 4	49.8073	488.61
PISO 3	49.8073	488.61
PISO 2	49.8073	488.61
PISO 1	53.8619	528.39
	$\Sigma$	2833.6 Tn

#### 6.1.6. Configuración Estructural del Edificio

El comportamiento de las edificaciones queda en gran medida determinado por sus características de regularidad, continuidad y simetría. Por esta razón es importante que los edificios tengan un sistema estructural regular y que cuando se presenten problemas de irregularidad, se tomen unas medidas preventivas.

La Norma E.030 establece ciertos criterios para clasificar una estructura como regular o irregular con el fin de asignarle un coeficiente de reducción sísmica adecuado para su desempeño.

Si se presenta algún caso planteado por la Norma E.030 en la Tabla N° 4 del Artículo 11, se considerará la estructura como irregular; de caso contrario se considerará como regular.

Configuración	Tipo de Irregularidad	Observación
Altura	Irregularidad de Rigidez-Piso Blando	No presenta
	Irregularidad de Masa	No presenta
	Irregularidad Geométrica Vertical	No presenta
	Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	No presenta
Planta	Irregularidad Torsional	No presenta
	Esquinas Entrantes	No presenta
	Discontinuidad de Diafragma	No presenta(*)

(\*) La planta típica tiene dos aberturas en la zona central que podría representar una irregularidad aun cuando sus dimensiones no califican como irregularidad según los parámetros indicados en la norma. Sin embargo hay simetría.

El análisis de irregularidad torsional se va a presentar más adelante en el acápite 6.4.4.

#### 6.1.7. Sistema Estructural y Coeficiente de Reducción Sísmica

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección.

De acuerdo a su clasificación, la estructura tendrá un coeficiente de reducción sísmica (R).

Sistemas Estructurales	
Sistema Estructural de Concreto	Coefficiente de Reducción R
Armado	
Pórticos	8
Dual	7
De Muros Estructurales	6
Muros de Ductilidad Limitada	4

El sistema estructural del edificio tanto para la dirección “X” como para la dirección “Y”, es un sistema de muros estructurales de concreto armado. En este sistema, en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales, la fuerza cortante que toman las placas debe ser mayor o igual al 80% del cortante total.

Luego se verificará la factibilidad de la elección de este sistema estructural mediante el análisis sísmico.

#### 6.1.8. Excentricidad Accidental

Con la finalidad de considerar un eventual cambio en la ubicación de los centros de masa o en la distribución de rigideces, la Norma E.030 establece que debe considerarse una excentricidad accidental de 0.05 veces la dimensión del diafragma perpendicular a la dirección de análisis.

Este análisis va a realizarse mediante el programa ETABS considerándose 6 casos de sismo: dos casos de análisis sin considerar excentricidad accidental y cuatro casos de análisis considerando excentricidad tanto positiva como negativa para cada dirección ( “X” e “Y”).

Se evaluarán los resultados obtenidos para cada caso y se utilizarán los más desfavorables en cada dirección.

#### 6.2. Análisis Dinámico

El análisis dinámico del edificio se va a realizar mediante el procedimiento de superposición espectral.

$$S_a = ZUCS * g / R$$

Los espectros para cada dirección son los siguientes:

Función Espectral	
T	S <sub>a</sub>
0	1.64
0.4	1.64
0.5	1.31
0.6	1.09
0.7	0.93
0.8	0.82



Los periodos naturales y modos de vibración serán obtenidos del análisis teniendo en cuenta las características de rigidez y la distribución de masas en los diferentes entresijos.

La importancia de cada modo en la respuesta espectral se suele cuantificar en función de su masa efectiva. Según la Norma se deberá considerar el número de modos necesarios hasta que la suma de sus masas efectivas sea superior al 90 % de la masa total de la edificación y con un mínimo de tres modos.

El criterio de combinación utilizado para obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) debido al efecto de los diferentes modos de vibración del edificio será el de combinación cuadrática completa (CQC), tanto para fuerza internas como para los desplazamientos.

La fuerza cortante en la base para cada una de las direcciones deber ser al menos el 80 % de la cortante basal calculada por el análisis estático.

Si una vez calculado el cortante basal por el análisis dinámico, en alguna dirección ésta resultase inferior a la mínima establecida deberán escalarse proporcionalmente todos los resultados.

### 6.3. Resultado Análisis Sísmico

#### 6.3.1. Modos y Periodos Resultantes

A continuación se muestran los periodos y porcentajes de masa efectiva de los modos de vibración de la estructura más importantes en cada dirección de análisis:

Modo	Periodo(s)	Masa Part. X-X (%)
1	0.740744	72.5433
2	0.202515	12.1008
3	0.200825	2.9174
4	0.092448	6.5238
5	0.05376	0.0096
6	0.053582	3.3517
$\Sigma$		97.447

Modo	Periodo(s)	Masa Part. Y-Y (%)
1	0.212257	70.6904
2	0.202515	0.0049
3	0.200825	0.0148
4	0.05376	19.6915
5	0.053582	0.0577
6	0.051169	0.0215
7	0.026943	5.3685
$\Sigma$		95.849

Nivel	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
PISO 6	10.919	17.578	10.932	17.84
PISO 5	10.901	17.581	10.927	18.199
PISO 4	10.901	17.581	10.931	18.042
PISO 3	10.901	17.581	10.93	17.879
PISO 2	10.901	17.581	10.928	17.755
PISO 1	10.932	17.576	10.927	17.661

### 6.3.2. Control de Desplazamientos Laterales

Los desplazamientos laterales para cada dirección principal se determinarán multiplicando los desplazamientos obtenidos del análisis de superposición espectral por 0.75R y así obtener los desplazamientos inelásticos.

Nivel	Load	UX	Dx inelástico (m)
PISO 6	SPECXX	0.0173	0.07785
PISO 5	SPECXX	0.0146	0.0657
PISO 4	SPECXX	0.0114	0.0513
PISO 3	SPECXX	0.0078	0.0351
PISO 2	SPECXX	0.0042	0.0189
PISO 1	SPECXX	0.0013	0.00585

Nivel	Load	UY	DY inelástico (m)
PISO 6	SPECYY	0.0027	0.01215
PISO 5	SPECYY	0.0022	0.0099
PISO 4	SPECYY	0.0016	0.0072
PISO 3	SPECYY	0.0011	0.00495
PISO 2	SPECYY	0.0006	0.0027
PISO 1	SPECYY	0.0002	0.0009

### 6.3.3. Control de Desplazamientos Relativos de Entrepiso

De la misma manera que los resultados de los desplazamientos laterales se multiplicarán las derivas de entrepiso por 0.75R.

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso en el centro de masa no debe ser superior a 0.007 veces la altura del entrepiso.

Nivel	Load	DriftX	DriftX inelástico	$\Delta \leq 0.007$
PISO 6	SPECXX	0.00102	0.0045945	Cumple
PISO 5	SPECXX	0.00119	0.005373	Cumple
PISO 4	SPECXX	0.00133	0.005976	Cumple
PISO 3	SPECXX	0.00132	0.005958	Cumple
PISO 2	SPECXX	0.00106	0.004788	Cumple
PISO 1	SPECXX	0.00046	0.0020835	Cumple

Nivel	Load	DriftY	DriftY inelástico	$\Delta \leq 0.007$
PISO 6	SPECYY	4.4E-05	0.000198	Cumple
PISO 5	SPECYY	5.7E-05	0.0002565	Cumple
PISO 4	SPECYY	6.5E-05	0.0002925	Cumple
PISO 3	SPECYY	6.8E-05	0.000306	Cumple
PISO 2	SPECYY	6.5E-05	0.0002925	Cumple
PISO 1	SPECYY	4.3E-05	0.0001935	Cumple

### 6.3.4. Control de Giros en Planta

De acuerdo a la Norma se deberá verificar la irregularidad torsional en los edificios que poseen diafragma rígido.

Con los desplazamientos laterales de cada dirección de análisis, se calculan los desplazamientos de entrepiso en los extremos de la planta en la propia dirección de análisis. Estos desplazamientos deberán ser los inelásticos (multiplicados por 0.75R)

El edificio presentará irregularidad por torsión si se cumplen estas condiciones al mismo tiempo.

Condición 1:  $\Delta \text{ prom} > 0.5 * (\Delta \text{ permisible})$

Condición 2:  $\Delta \text{ máx.} > 1.3 * (\Delta \text{ máx} + \Delta \text{ min})/2$

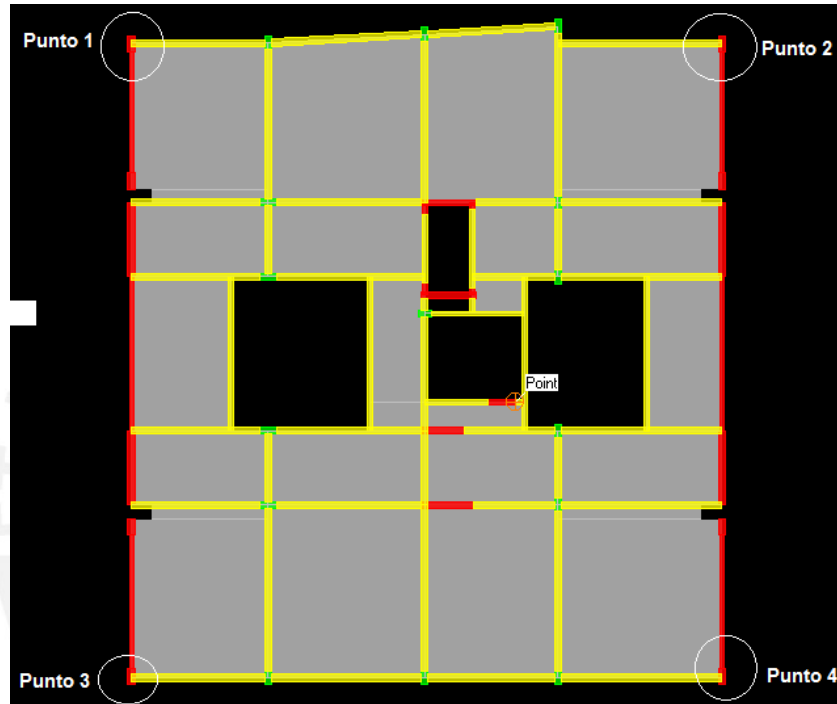


Fig. 6.1 Vista en planta del edificio

Punto 1X				
Nivel	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
PISO 6	0.0172	0.0001	0.0010	0.0000
PISO 5	0.0145	0.0001	0.0012	0.0000
PISO 4	0.0114	0.0000	0.0013	0.0000
PISO 3	0.0078	0.0000	0.0013	0.0000
PISO 2	0.0042	0.0000	0.0011	0.0000
PISO 1	0.0013	0.0000	0.0005	0.0000

Punto 3X				
Nivel	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
PISO 6	0.0173	0.0001	0.0010	0.0000
PISO 5	0.0146	0.0001	0.0012	0.0000
PISO 4	0.0114	0.0000	0.0013	0.0000
PISO 3	0.0078	0.0000	0.0013	0.0000
PISO 2	0.0042	0.0000	0.0011	0.0000
PISO 1	0.0013	0.0000	0.0005	0.0000

Sismo XX	Desp. Inelásticos (m)		Desp. Rel. Max.	Desp. Rel. Min.	Desp. Rel. Max.	Desp. Rel. Prom.	0.5xDesp. Perm.	Condición 1	Desp. Rel. Max. / Desp. Rel. Prom.	Condición 2
	Desp. Máximo	Desp. Mínimo								
PISO 6	0.0778	0.0776	0.0121	0.0122	0.0122	0.0122	0.0096	Cumple	1.00	No cumple
PISO 5	0.0656	0.0654	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	0.0096	Cumple	1.00	No cumple
PISO 4	0.0513	0.0511	0.0162	0.0161	0.0162	0.0161	0.0096	Cumple	1.00	No cumple
PISO 3	0.0351	0.0349	0.0163	0.0162	0.0163	0.0162	0.0096	Cumple	1.00	No cumple
PISO 2	0.0189	0.0187	0.0131	0.0130	0.0131	0.0131	0.0096	Cumple	1.00	No cumple
PISO 1	0.0057	0.0057	0.0057	0.0057	0.0057	0.0057	0.0096	No cumple	1.00	No cumple

Punto 1 Y				
Nivel	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
PISO 6	0.0000	0.0027	0.0000	0.0002
PISO 5	0.0000	0.0022	0.0000	0.0002
PISO 4	0.0000	0.0016	0.0000	0.0002
PISO 3	0.0000	0.0011	0.0000	0.0002
PISO 2	0.0000	0.0006	0.0000	0.0001
PISO 1	0.0000	0.0002	0.0000	0.0001

Punto 2 Y				
Nivel	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
PISO 6	0.0000	0.0027	0.0000	0.0002
PISO 5	0.0000	0.0022	0.0000	0.0002
PISO 4	0.0000	0.0016	0.0000	0.0002
PISO 3	0.0000	0.0011	0.0000	0.0002
PISO 2	0.0000	0.0006	0.0000	0.0001
PISO 1	0.0000	0.0002	0.0000	0.0000

Sismo YY	Desp. inelásticos (m)		Desp. Rel. Max.	Desp. Rel. Min.	Desp. Rel. Max.	Desp. Rel. Prom.	0.5xDesp. Perm.	Condición 1	Desp. Rel. Max. / Desp. Rel. Prom.	Condición 2
	Desp. Máximo	Desp. Mínimo								
PISO 6	0.0123	0.0121	0.0024	0.0023	0.0024	0.0024	0.0096	No cumple	1.00	No cumple
PISO 5	0.0099	0.0098	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0096	No cumple	1.01	No cumple
PISO 4	0.0074	0.0073	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0096	No cumple	1.01	No cumple
PISO 3	0.0049	0.0049	0.0023	0.0022	0.0023	0.0023	0.0096	No cumple	1.00	No cumple
PISO 2	0.0026	0.0026	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0096	No cumple	1.01	No cumple
PISO 1	0.0009	0.0009	0.0009	0.0009	0.0009	0.0009	0.0096	No cumple	1.01	No cumple

Por lo tanto, al no cumplirse ambas condiciones simultáneamente como se indica en la norma se puede concluir que el edificio no presenta irregularidad torsional en ninguna de sus direcciones, logrando uno de los criterios propuestos en la estructuración del edificio que es el de tener una estructura simétrica y simple que nos facilite su análisis e interpretación de resultados.

6.3.5. Junta de Separación Sísmica

Toda edificación debe estar separada de las estructuras vecinas a una distancia mínima de “s” para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

Esta distancia mínima no será menor que los 2 / 3 de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes ni menor que:

$$s = 3 + 0.004 * (h-500); s > 3 \text{ cm (h y s en centímetros)}$$

El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables o con edificaciones, distancias no menores que 2/3 del desplazamiento máximo calculado ni menores que s/2.

Junta Separación Sísmica X-X		
h	16.5	m
D <sub>máx</sub>	7.785	cm
s =	8	cm
s >	3	cm
s/2 =	4	cm
s/2 >	2	cm
2/3 D <sub>máx</sub> =	5	cm
Junta Sísmica	5	cm

Junta Separación Sísmica Y-Y		
h	16.5	m
D <sub>máx</sub>	1.215	cm
s =	8	cm
s >	3	cm
s/2 =	4	cm
s/2 >	2	cm
2/3 D <sub>máx</sub> =	1	cm
Junta Sísmica	5	cm

De acuerdo a los resultados, el retiro de la edificación con respecto a los límites de propiedad adyacentes será de una distancia de 5 cm en las direcciones x e y.

6.4. Verificación con Análisis Estático

Ahora verificaremos que el sistema estructural de muros asumido inicialmente para cada dirección es el adecuado comparando los resultados del análisis sísmico.

También se verificará que la fuerza cortante basal dinámica cumpla con los requisitos estipulados por la Norma E.030 (debe ser al menos el 80 % de la fuerza cortante estática); en caso que esto no se cumpla se hallara un factor de escala que se deberá tener en cuenta al momento de diseñar los elementos estructurales.

Dirección X-X	
Tx	0.741
CX	1.35
VX	0.09 P
VX est	254.94 Tn
VX ESPEC	213.57 Tn
Vx din / Vx est	0.84
80% Vestx	203.95 Tn
fx	1.00
$\Sigma Vcolx$	41.75 Tn
$\Sigma Vmurox$	172.59 Tn
%Vactcol	19.5
R	6

Dirección Y-Y	
Ty	0.182
CY	2.5
VY	0.17 P
VY est	472.11 Tn
VY ESPEC	368.74 Tn
Vy din / Vy est	0.78
80% Vesty	377.69 Tn
Fy	1.02
$\Sigma Vcolx$	5.86
$\Sigma Vmurox$	363.13
%Vactcol	1.59
R	6

Dado que en ambas direcciones las placas absorben más del 80 % de la fuerza cortante sísmica, se comprueba que el sistema estructural asumido es el correcto; además, de acuerdo a los resultados, no se necesitará escalar la fuerza dinámica ya que se cumple que esta es al menos el 80 % de la fuerza estática en la dirección X, pero en la dirección Y se escalarán los resultados multiplicando por 1.02.

#### 6.5. Estabilidad del Edificio

Toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo. El factor de seguridad deberá ser mayor a 1.5.

Para estimar la estabilidad al volteo del edificio se comparará el momento volcante de sismo y el momento estabilizante correspondiente al peso propio.

Para calcular el momento de volteo se va asumir un valor aproximado de 2/3 de la altura total del edificio y se multiplicará por la fuerza dinámica del análisis sísmico.



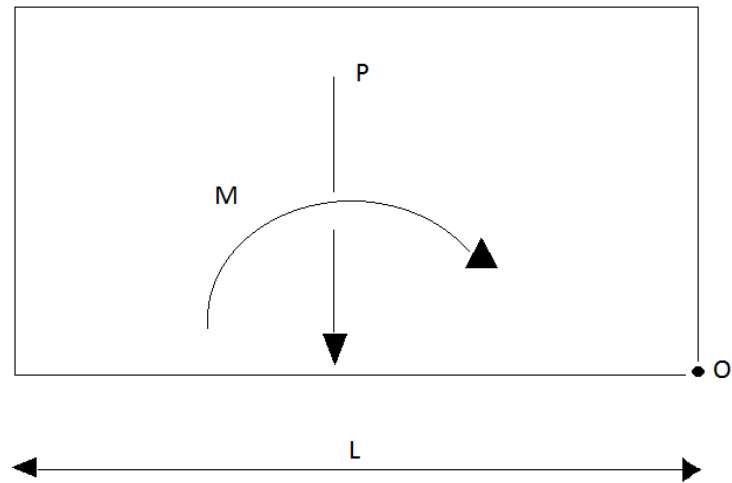


Fig. 6.2 Estabilidad global al volteo

Momento de volteo X-X	
Lx	22 m
H	16.5 m
2/3*h	11 m
Vx	214 Tn
P	2833 Tn
FSxx	13.2

Momento de volteo Y-Y	
Ly	24 m
H	16.5 m
2/3*h	11 m
Vy	364 Tn
P	2833 Tn
FSyy	8.5 Tn

### 6.6. Resultado de Fuerzas Internas

A continuación se muestran las fuerzas internas que se producen en el pórtico del Eje F por acción de la sollicitación sísmica en la dirección "X":

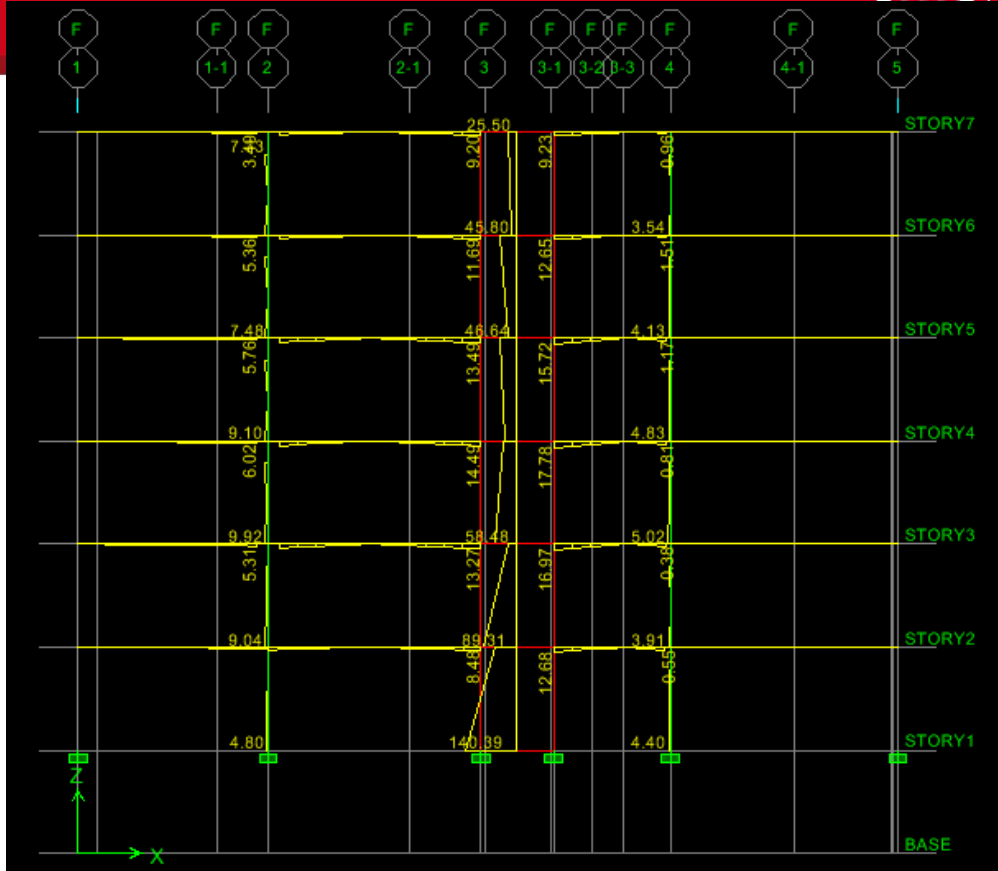


Fig. 6.3 Diagrama Momento Flector (Tn-m)

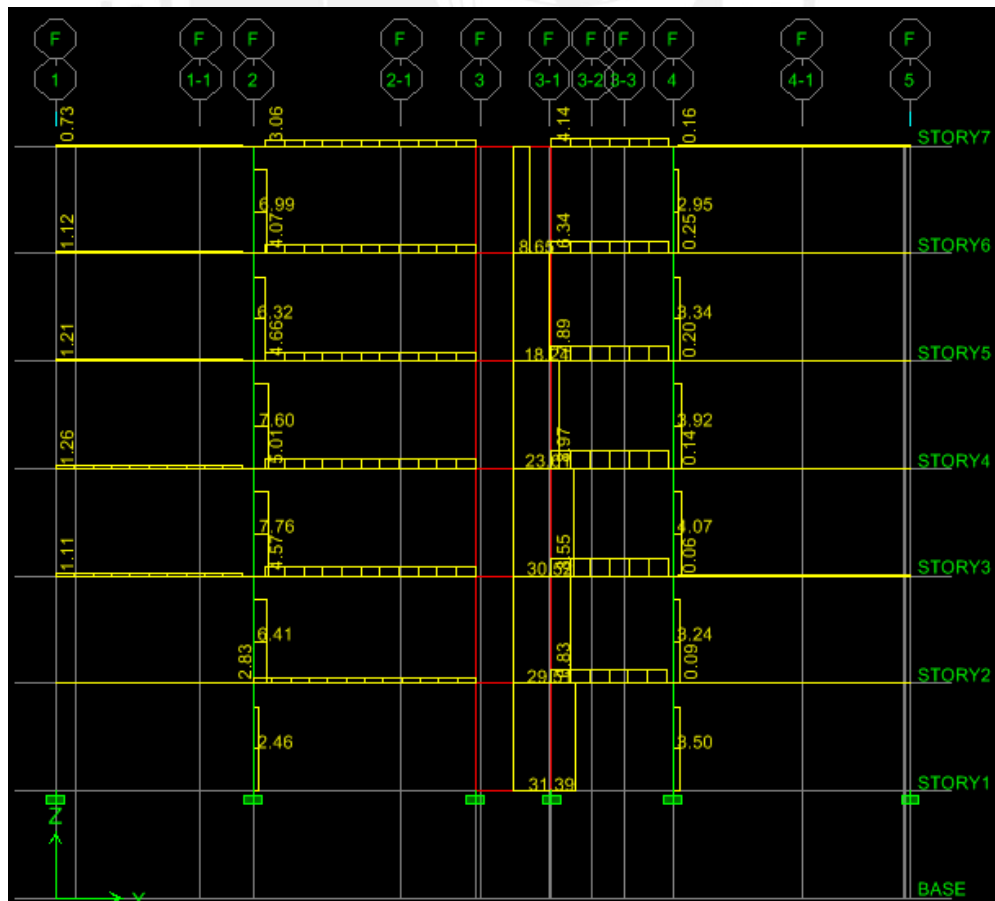


Fig. 6.4 Diagrama de Fuerza Cortante (Tn)



### 7.1. Diseño de Losas Aligeradas

El diseño de losas aligeradas se realiza por vigueta (viga de sección T), con un ancho inferior de 10 cm considerada para el diseño del refuerzo positivo y un ancho superior de 40 cm para el diseño del refuerzo negativo.

Las losas aligeradas se diseñaran por flexión y por cortante considerando únicamente las cargas de gravedad, muertas y vivas, aplicadas en la losa.

El análisis para cargas de gravedad se realizó utilizando el programa SAP 2000, calculándose los diagramas de momento flector y de fuerza cortante para realizar el diseño con la ayuda de una hoja en Excel.

#### 7.1.1. Diseño por Flexión

El diseño por resistencia de los elementos sometidos a flexión debe satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones. Las hipótesis básicas para el diseño de estos elementos son:

- a) La distribución de esfuerzos unitarios en la sección transversal de un elemento es plana; por lo tanto se cumple la hipótesis de Navier (“secciones planas permanecen planas.”)
- b) La resistencia en tracción del concreto es tan baja que se puede despreciar para fines de cálculo.
- c) La deformación unitaria máxima utilizable del concreto  $\epsilon_{cu}$ , en la fibra extrema de compresión se considera para fines de diseño igual a 0.003.
- d) El diagrama esfuerzo-deformación para la zona de esfuerzos de compresión del concreto, se puede definir de acuerdo a las siguientes condiciones:
  - Un esfuerzo constante en el concreto de  $0.85 f'c$  que se supondrá uniformemente distribuido en una zona equivalente de compresión limitada por los bordes de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro a una distancia igual a “ $\beta_1 x_c$ ” desde la fibra de deformación unitaria máxima de compresión.
  - La distancia  $c$  desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro se medirá en dirección perpendicular a dicho eje.
  - El factor  $\beta_1$  deberá tomarse como 0.85 para concretos con resistencias  $f'c$  hasta de 280 Kg/cm<sup>2</sup> y para resistencias mayores se disminuirá a razón de 0.05 por cada 70 Kg/cm<sup>2</sup> de aumento, debiendo tomarse un valor mínimo de  $\beta_1 = 0.65$ .
- e) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación del acero es igual la del concreto adyacente, no existiendo corrimientos relativos de consideración.
- f) El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como  $E_s$  veces la deformación del acero; para deformaciones mayores a las correspondientes a  $f_y$ , el esfuerzo se considerará igual a  $f_y$  independientemente a la deformación.

El diseño de las secciones transversales de los elementos sometidos a flexión se basa en la expresión:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Donde:  $M_u$  = Resistencia requerida por flexión en la sección analizada.

$M_n$  = Resistencia Nominal a la flexión de la sección.

Para secciones rectangulares sometidas a flexión como la que se muestra a continuación se denomina:

$d$  = peralte efectivo del elemento

$p$  = porcentaje del refuerzo de acero

$b$  = ancho del bloque comprimido (ancho de la sección transversal rectangular)

$A_s$  = área de acero en tracción

$c$  = profundidad del eje neutro

$a$  = profundidad del bloque comprimido rectangular equivalente

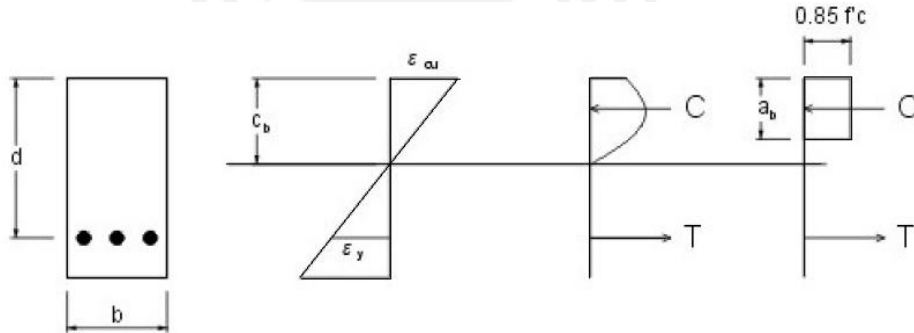


Fig. 7.1 Deformaciones y Esfuerzos de una sección rectangular sometida a flexión

Se definen los siguientes parámetros:

- Cuantía de acero de refuerzo (porcentaje de refuerzo) :  $p = A_s / (b \times d)$
- Bloque de compresiones:  $a = p \times d \times f_y / (0.85 \times f_c)$
- Resistencia Nominal a la flexión :  $M_n = f_c \times b \times d^2 \times w \times (1 - 0.59 \times w)$   
Siendo  $w = p \times f_y / f_c$
- Resistencia última o de diseño :  $M_u = \phi M_n$

Para asegurar que el acero colocado provea un momento resistente mayor al momento de agrietamiento, la Norma E.060 considera una cuantía mínima.

Para el caso de secciones rectangulares se indica que el área mínima de refuerzo podrá calcularse con:

$$A_{s_{MIN}} = \frac{0.7\sqrt{f_c}}{f_y} bd$$

Para losas, la Norma Peruana indica que el área mínimo de refuerzo cumplirá los requisitos de área mínima por contracción y temperatura. Considerándose un refuerzo mínimo de  $0.0018bh$  que debe colocarse en la cara inferior de tramos continuos o simplemente apoyados.

Para la mayoría de aligerados, en los momentos positivos siempre deberán ser diseñados con secciones rectangulares de 40 cm y los momentos negativos con secciones rectangulares de 10 cm; ya que prácticamente nunca se presentará un comportamiento como viga T, donde el bloque comprimido haya excedido los 5 cm de losa.

Para no resolver una ecuación de segundo grado en cada diseño, o para no tantear con diferentes valores del bloque comprimido equivalente ( $a$ ), se usan generalmente tablas de diseño  $p$  vs  $K_u$  donde:  $\mu = K_u \times b \times d^2$ . Estas tablas las podemos encontrar en los libros mencionados en la bibliografía.

### 7.1.2. Diseño por Cortante

El diseño de las secciones transversales de elementos sometidos a fuerza cortante deberá realizarse según lo indicado en la Norma Peruana:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:  $V_u$  = Resistencia requerida por corte en la sección analizada

$V_n$  = Resistencia nominal al corte.

La resistencia nominal  $V_n$  está conformada por la contribución del concreto  $V_c$ .

Donde:

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

La fuerza cortante  $V_u$  en el caso de losas aligeradas y macizas, al encontrarse apoyados sobre la parte superior del elemento de apoyo, se toma a una distancia “d” de la cara del apoyo.

En caso que la resistencia del concreto no sea suficiente a la requerida, se harán ensanches en las viguetas para incrementar la resistencia al corte. Para estos casos se utilizara como ancho “b”, 25 cm para ensanches alternados y 40 cm para ensanches corridos.

### 7.1.3. Control de Deflexiones

Las deflexiones de un elemento de concreto armado debidas a cargas aplicadas se subdividen en dos tipos: la primera, denominada deflexión instantánea, que se presenta al desencofrar un elemento trabajando en flexión, y la segunda, denominada diferida, que se presenta como un incremento de la primera, conforme aumenta el tiempo desde el desencofrado, llegando a alcanzar una estabilidad al cabo de 5 años aproximadamente.

Todos los elementos de concreto reforzado sometidos a flexión deben diseñarse con el fin de que tengan una rigidez adecuada eliminando cualquier deformación que pudiese afectar adversamente su resistencia o el funcionamiento de la estructura bajo condiciones de servicio.

Será necesario calcular las deflexiones de las losas que no cumplen con las disposiciones en el artículo 9.6 de la Norma de Concreto Armado E.060 (Tabla 9.1). Las deflexiones calculadas no



pueden ser mayores a las deflexiones máximas permisibles indicadas en la Tabla 9.2 del mismo artículo.

7.1.4. Control de Fisuración

Los elementos de concreto armado sometidos a flexión bajo cargas de servicio tienen agrietamientos en las zonas traccionadas. Para que el ancho de estas fisuras sea pequeño la distribución del acero en tracción deber ser adecuada.

El control de los anchos de fisura debe hacerse para prevenir la corrosión del refuerzo y el aspecto estético.

Para el control de fisuras se calcula el parámetro Z.

$$Z = f_s \sqrt{d_c \times A_{ct}}$$

Donde:  $f_s = 0.6 \times f_y$

$A_{ct} = 2 \times b \times d_c / N^\circ \text{ de barras}$

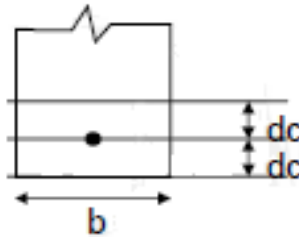


Fig. 7.2 Control de Fisuras de la sección.

De acuerdo a la Norma Peruana el parámetro Z debe ser menor a 26,000 Kg/cm en condiciones de exposición exterior y menor a 31, 000 Kg/cm en condiciones de exposición interior.

7.1.5. Ejemplo de Diseño de Losa Aligerada

A continuación se presenta el diseño del Aligerado metrado y analizado en los capítulos anteriores (Aligerado entre ejes B y C del Piso Típico):

- Propiedades y Momentos actuantes en el Aligerado

Aligerado A1		
h =	25	cm
b- =	10	cm
b+ =	40	cm
d =	22	cm
f'c =	210	Kg/cm <sup>2</sup>

Mu (Tn-m)	b (cm)	d (cm)	Ku	$\rho$	As (cm <sup>2</sup> )	$\phi$ Acero
0.400	10	22	8.26	0.22%	1.15	1 $\phi$ 1/2"
0.800	40	22	4.13	0.11%	0.97	2 $\phi$ 3/8"
1.500	10	22	31.00	0.92%	2.10	2 $\phi$ 1/2"
1.500	10	22	31.00	0.92%	2.10	2 $\phi$ 1/2"
0.900	40	22	4.65	0.12%	1.1	2 $\phi$ 3/8"
0.900	10	22	18.60	0.52%	1.15	2 $\phi$ 3/8"
1.000	10	22	20.66	0.59%	1.29	2 $\phi$ 3/8"
0.200	40	22	1.03	0.03%	0.53	1 $\phi$ 3/8"
1.530	10	22	31.61	0.94%	2.10	2 $\phi$ 1/2"
1.530	10	22	31.61	0.94%	2.10	2 $\phi$ 1/2"
1.550	40	22	8.01	0.22%	1.91	1 $\phi$ 1/2"+1 $\phi$ 3/8"
0.600	10	22	12.40	0.34%	1.15	1 $\phi$ 1/2"

- Diseño por Cortante

$\phi V_c$	1.580	Tn
Vu max	1.45	Tn
Vu min	0.96	Tn
$\phi V_c$	>	Vu

- Corte de Fierro

	$\phi$ Acero	X (m)	X+d (m)	Corte de fierro (m)
Primer Tramo	1 $\phi$ 1/2"(-)	1.00	1.22	1.20
	1 $\phi$ 3/8"(+)	1.05	0.83	0.80
	1 $\phi$ 3/8"(+)	3.00	3.22	3.20
	1 $\phi$ 1/2"(-)	3.69	3.47	3.40
	1 $\phi$ 1/2"(-)	4.55	4.33	4.30
Segundo Tramo	1 $\phi$ 1/2"(-)	1.37	1.59	1.60
	1 $\phi$ 1/2"(-)	0.49	0.71	0.70
	1 $\phi$ 3/8"(+)	2.10	1.88	1.80
	1 $\phi$ 3/8"(+)	4.00	4.22	4.20
	1 $\phi$ 3/8"(-)	5.46	5.24	5.20
	1 $\phi$ 3/8"(-)	4.90	4.68	4.60
Tercer Tramo	1 $\phi$ 3/8"(-)	0.60	0.82	0.80
	1 $\phi$ 3/8"(-)	1.60	1.82	1.90
	1 $\phi$ 1/2"(-)	3.20	2.98	3.00
	1 $\phi$ 1/2"(-)	4.30	4.08	4.00
Cuarto Tramo	1 $\phi$ 1/2"(-)	0.46	0.68	0.70
	1 $\phi$ 1/2"(-)	1.24	1.46	1.50
	1 $\phi$ 3/8"(+)	2.37	2.15	2.10
	1 $\phi$ 3/8"(+)	4.77	4.99	5.00
	1 $\phi$ 1/2"(-)	4.81	4.58	4.50

Si bien el corte de fierro se ha realizado utilizando los diagramas de momentos flectores del programa, para uniformizar todos los cortes se procedió a utilizar una distancia de Ln/4 para el

refuerzo superior y  $L_n/6$  para el refuerzo inferior, de tal forma que se cumplan todos los requisitos de resistencia para la sección, siendo  $L_n$  la luz libre del tramo analizado.

- Control de Deflexiones

Al haberse realizado el predimensionamiento con la finalidad de no verificar las deflexiones de las losas (tanto aligeradas como macizas), no se realizará este procedimiento.

- Control de Fisuración

fs	2520.00	Kg/cm <sup>2</sup>
dc	3.00	cm
Act	38.71	cm <sup>2</sup>
Z	12,295	Kg/cm
Z	<	26,000 Kg/cm

De acuerdo a los resultados, nuestro predimensionamiento inicial y el armado del refuerzo longitudinal son los adecuados, cumpliendo todos los requerimientos de la Norma (flexión, cortante, fisuración).

Al igual que todas las losas aligeradas del edificio, no se va a necesitar ensanches ni por flexión ni por cortante, siendo suficiente el aporte del concreto.

El corte de fierro se ha realizado de acuerdo al diagrama de momentos obtenido mediante el programa SAP2000 para cada paño del aligerado.

El diseño final de todas las losas aligeradas del edificio se muestran en los planos de encofrado adjuntos.

## 7.2. Diseño de Losas Macizas

### 7.2.1. Diseño por Flexión

El diseño de las losas macizas va a ser el mismo que para las losas aligerada, con la diferencia que va a realizarse para un metro de ancho por lo cual se considerará el ancho “b” igual a 100 cm (1m).

La Norma E.060 de Concreto Armado señala que se debe proveer a las losas de una cuantía mínima de acero de refuerzo de  $0.0018bh$ .

### 7.2.2. Diseño por Cortante

Para lograr un diseño adecuado de las secciones transversales sujetas a fuerza cortante se debe lograr que  $V_u \leq \phi V_c$ .

Debido a que en las losas macizas no se colocan estribos como en el caso de las vigas ni se pueden colocar ensanches, como en el caso de los aligerados, para resistir fuerzas cortantes, la resistencia estará dada íntegramente por el aporte del concreto.

De la misma forma que el diseño por flexión se utilizará un ancho “b” igual a 100 cm (1m) para hallar la fuerza resistente por cortante.

### 7.2.3. Ejemplo de Diseño de Losa Maciza

A continuación se presenta el diseño de la Losa Maciza metrada y analizada en los capítulos anteriores (Losa Maciza Tipo 1 entre los Ejes D y E del piso típico)

- Propiedades y Momentos actuantes en la Losa Maciza

Losa Maciza		
h =	20	Cm
Asmin+ =	3.06	cm <sup>2</sup>
b =	1	M
d =	17	Cm
f'c =	210	Kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4200	Kg/cm <sup>2</sup>

Losa Maciza A1		
Wu=	1.152	Tn/m <sup>2</sup>
Area A	5.7x6.93	M
Area Libre A	5.45x6.68	M
Mu1-1-	0.70	Tn-m
Mu1-1+	0.51	Tn-m
Mu2-2-	0.60	Tn-m
Mu2-2+	0.20	Tn-m

- Diseño por Flexión

Mu (Tn-m)	b (cm)	d (cm)	Ku	ρ	As (cm <sup>2</sup> )	φ Acero
0.700	100	17	2.422	0.10%	1.70	3/8"@.20
0.510	100	17	1.765	0.10%	1.70	3/8"@.20
0.600	100	17	2.076	0.10%	1.70	3/8"@.20
0.200	100	17	0.692	0.10%	1.70	3/8"@.20

φ Acero	As (cm <sup>2</sup> )	ρ	Ku	b (cm)	d (cm)	Mu (Tn-m)
3/8@.25	2.84	0.17%	6.3	100	17	1.821

- Diseño por Cortante

φVc	11.098	Tn
Vu 23	1.000	Tn
Vu 13	1.900	Tn

$\phi V_c$	>	$V_u$	CUMPLE
------------	---	-------	--------

- Corte de Fierro

$\phi$ Acero	X (m)	X+d (m)	Corte de fierro (m)
1 $\phi$ 3/8"(2-2)	1.14	1.31	1.40
1 $\phi$ 3/8"(1-1)	0.981	1.15	1.20

De acuerdo a los resultados, nuestro predimensionamiento inicial y el armado del refuerzo longitudinal son los adecuados, cumpliendo todos los requerimientos de la Norma (flexión, cortante).

El aporte del concreto, como se suponía, es el suficiente para soportar la fuerza cortante en la losa maciza.

El corte de fierro se ha realizado de acuerdo al diagrama de momentos obtenido mediante el programa SAP2000; sin embargo, al tener la losa una función de "puente" en los paños cerca a las aberturas en planta, el fierro tanto superior como inferior será corrido, anclándose en las vigas, placas o en las losas aligeradas colindantes.

El diseño final de todas las losas macizas del edificio se muestran en los planos de encofrado adjuntos.

## **CAPITULO VIII: DISEÑO DE VIGAS**

### 8.1. Diseño de Vigas Chatas

#### 8.1.1. Diseño por Flexión

El diseño por flexión de las vigas chatas se realiza de la misma forma que para los aligerados, ya que solo se consideran cargas de gravedad para su análisis.

#### 8.1.2. Diseño por Cortante

El diseño por fuerza cortante debe garantizar que la fuerza cortante requerida sea menor que la fuerza cortante resistente ( $V_u \leq \phi V_n$ ).

La resistencia nominal  $V_n$  estará conformada por la contribución del concreto  $V_c$  y por la contribución del acero  $V_s$  de tal forma que:

$$V_n = V_c + V_s$$

La fuerza de corte  $V_u$  se tomará a una distancia "d" del apoyo.

A diferencia del diseño por cortante de las losas, en las vigas se colocan estribos perpendiculares al eje del elemento para contribuir a la resistencia al corte. El espaciamiento de los estribos para

darle una adecuada resistencia, para prevenir la falla frágil por corte, se detalla de acuerdo a la fórmula:

$$s = Av \times fy \times d / Vs$$

Donde:  $Av$  = área de refuerzo por cortante

### 8.1.3. Ejemplo de Diseño de Viga Chata

A continuación se presenta el diseño de la Viga Chata Vch-2 (ubicada entre los Ejes B-C y 2-3 del piso típico) para la cual se hizo el metrado y análisis por cargas de gravedad:

- Propiedades y Momentos actuantes en la Viga Chata

Viga Chata Vch-2		
h =	25	cm
Asmin+ =	2.13	cm <sup>2</sup>
b=	40	cm
d =	22	cm
f'c =	210	Kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4200	Kg/cm <sup>2</sup>

Vch-2		
Wu=	1.5	Tn/m
N tramos	1	
L 1	5.8	m
Luz Libre 1	5.55	m
Mu+	6.300	Tn-m

- Diseño por Flexión

Mu (Tn-m)	b (cm)	d (cm)	Ku	$\rho$	As (cm <sup>2</sup> )	$\phi$ Acero
0.000	40	22	0.000	0.10%	0.88	3 $\phi$ 5/8"
6.300	40	22	32.6	0.97%	8.56	3 $\phi$ 5/8"+2 $\phi$ 1/2"
0.000	40	22	0.000	0.10%	0.88	3 $\phi$ 5/8"

$\phi$ Acero	As (cm <sup>2</sup> )	P	Ku	b (cm)	d (cm)	Mu (Tn-m)
3 $\phi$ 5/8"+2 $\phi$ 1/2"	8.58	0.98%	32.61	40	22	6.32
3 $\phi$ 5/8"	6	0.68%	23.7	40	22	4.59

- Diseño por Cortante

$\phi Vc$	5.75	Tn
Vu izq	4.2	Tn
Vu der	4.2	Tn



$\phi V_c$	>	$V_u$
------------	---	-------

Estribos 3/8"
1@0.05,4@.10,4@.15,resto@.20

- Corte de Fierro

$\phi$ Acero	X (m)	X+d (m)	Corte de fierro (m)
2 $\phi$ 1/2"(1)	1.4	1.18	1.20
2 $\phi$ 1/2"(2)	4.1	4.32	4.40

De acuerdo a los resultados, nuestro predimensionamiento inicial y el armado del refuerzo longitudinal son los adecuados, cumpliendo todos los requerimientos de la Norma (flexión, cortante).

El aporte del concreto es el suficiente para soportar la fuerza cortante en la viga chata; sin embargo, el uso de estribos permite confinar el concreto evitando que explote en las zonas de mayor esfuerzo, y facilita el armado del refuerzo de acero. Por este motivo se utiliza un refuerzo transversal (estribos) en todo lo largo de la viga chata.

El corte de fierro se ha realizado de acuerdo al diagrama de momentos obtenido mediante el programa SAP2000. Para uniformizar todos los cortes de fierro se decidió utilizar las distancias a la cara del apoyo del paño de  $L_n/4$  para los fierros superiores y  $L_n/6$  para los fierros inferiores, siendo  $L_n$  la luz libre del tramo.

El diseño final de todas las vigas chatas del edificio se muestran en los planos de encofrado adjuntos.

## 8.2. Diseño de Vigas Peraltadas

Las vigas son elementos estructurales que soportan el peso de los aligerados y conjuntamente con las columnas constituyen los pórticos principales del edificio.

Para el diseño de las vigas peraltadas se realizará el cálculo de la envolvente de fuerzas internas utilizando las combinaciones dadas por la Norma E.060. Las combinaciones a usar son:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

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

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

Donde: CM = Carga Muerta  
CV = Carga Viva  
CS = Carga de Sismo

### 8.2.1. Diseño por Flexión

El diseño por flexión de las vigas peraltadas se realizara en base a los conceptos mencionados en el diseño de losas aligeradas. Debido a que las fuerzas sísmicas amplifican los momentos flectores en las vigas peraltadas, en el capítulo 21 de la Norma E.060, se da unas disposiciones adicionales para el armado del refuerzo tanto para flexión como para cortante de éstos elementos evitando que se produzca una falla frágil por corte en lugar de una falla dúctil por flexión.

A continuación se resumirá las disposiciones a tomar en cuenta para el diseño y armado del refuerzo transversal de las vigas peraltadas:

- La resistencia del concreto debe ser como mínimo  $210 \text{ Kg/cm}^2$ .
- La calidad del acero de refuerzo no deberá exceder de lo especificado para el Grado ARN 420 o  $4200 \text{ Kg/cm}^2$ . La Norma condiciona este acero como máximo para asegurar condiciones de ductilidad, indispensables para el diseño sismo-resistente.
- Las vigas sismo-resistentes deben tener un ancho mínimo de 25 cm y su peralte efectivo "d" deberá ser menor o igual a un cuarto de la luz libre, para que se puedan seguir diseñando como vigas normadas. De esta manera la Norma busca evitar vigas muy esbeltas, difíciles de llenar con los requerimientos de acero longitudinal y transversal exigidos en elementos sismo-resistentes y vigas muy peraltadas en relación a la luz libre.
- Debe evitarse el uso de empalmes en las zonas de esfuerzos altos como son las zonas localizadas dentro de "d" desde la cara del nudo.
- Deberá colocarse refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la cara inferior, con un área de acero no menor a un cuarto de la máxima requerida en los nudos ni menor al área mínima requerida por flexión.
- Todas las barras que se anclen en columnas extremas deberán terminar en un gancho estándar a  $90^\circ$  o a  $180^\circ$ .
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en la misma cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un tercio de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

### 8.2.2. Diseño por Cortante

El diseño por cortante de las vigas peraltadas se realizará de acuerdo a los conceptos explicados para los aligerados; de la misma manera que las vigas chatas el aporte de su resistencia al corte dependerá tanto del concreto como del refuerzo transversal colocado (estribos).

De igual forma que el diseño por flexión, la Norma E.060 establece ciertas disposiciones para el cálculo de la fuerza cortante máxima que actúa sobre la viga y para el armado del refuerzo transversal, de tal manera que no se produzca una falla por cortante sino por flexión durante un evento sísmico, dando una resistencia mayor por cortante que su resistencia a flexión.

A continuación se presentará un resumen de estas disposiciones para el diseño sismo-resistente:

- La fuerza cortante  $V_u$  de los elementos en flexión, deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión ( $M_n$ ) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza isostática calculada para la carga permanente.

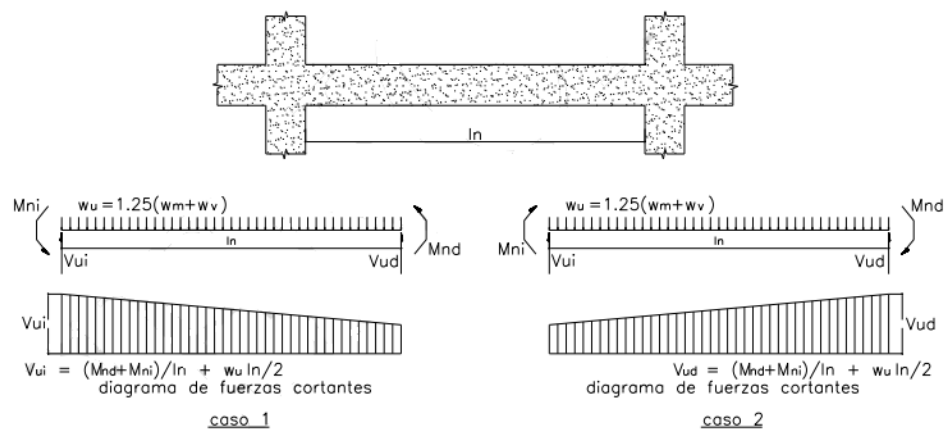


Fig. 8.1 Fuerza cortante de diseño

- El refuerzo transversal estará constituido por estribos cerrado de diámetro mínimo 3/8".
- En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, asegurando que en los lugares donde hay momentos máximos el concreto no explote. El espaciamiento de los estribos cerrado de confinamiento no debe exceder el menor valor de :
  - $d/4$ , pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 15 cm.
  - Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
  - 30 cm.

El primer estribo que se coloque deberá estar a una distancia de 5 cm de la cara del apoyo.

Fuera de la zona de confinamiento los estribos deberán espaciarse a no más de  $0.5d$  a lo largo de la longitud del elemento.

Muchas veces las exigencias por confinamiento resultan mayores que las exigencias en base a los momentos nominales.

### 8.2.3. Control de Deflexiones

El predimensionamiento se realizó con la finalidad de no verificar las deflexiones en los elementos estructurales horizontales (losas y vigas).

En la Norma Peruana se indica en los requerimientos de control de deflexiones peraltes menores a los recomendados; la razón de la diferencia es que la Norma especifica estos peraltes desde el punto de vista de deflexiones solamente; y en cambio, el predimensionamiento realizado considera otros factores de rigidez lateral y diseño sismo-resistente.

### 8.2.4. Control de Fisuración

El control de las fisuras de las vigas se va a realizar siguiendo el mismo método que para el control de fisuración de las losas.

### 8.2.5. Ejemplo de Diseño de Viga Peralzada

A continuación se va a realizar el diseño de la Viga Peralzada correspondiente al pórtico del Eje 2 del Primer Piso:

- Propiedades y Tramos de la Viga

Viga V9 (Pórtico 2) De G a B		
b	25	cm
h	60	cm
d	54	cm
f'c	210	Kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
Asmin +	3.26	cm <sup>2</sup>
As min -	4	cm <sup>2</sup>

Viga V9 (Primer Piso)	
N de tramos	4
Luz 1 (m)	6.4
Luz Libre 1 (m)	5.975
Luz 2 (m)	2.75
Luz Libre 2 (m)	2.4
Luz 1' (m)	2.75
Luz Libre 1' (m)	2.4
Luz 2' (m)	5.92
Luz Libre 2' (m)	5.495

		Mu (Tn-m)	b (cm)	d(cm)	Ku	ρ	As necesario (cm <sup>2</sup> )	Acero colocado	As colocado (cm <sup>2</sup> )
Tramo 1	Mu- izq	20.6	25	52	30.47	0.90%	11.73	3 Φ 3/4"+2 Φ 5/8"	12.52
	Mu+	17.1	25	54	23.46	0.67%	9.10	3Φ 3/4"+1 Φ 5/8"	10.52
	Mu- der	20.3	25	52	30.03	0.89%	11.54	3 Φ 3/4"+2 Φ 5/8"	12.52
Tramo 2	Mu- izq	11.6	25	52	17.16	0.48%	6.26	3 Φ 3/4"+2 Φ 5/8"	12.52
	Mu+	1.2	25	54	1.65	0.04%	3.26	2 Φ 3/4"	5.68
	Mu- der	2.2	25	54	3.02	0.08%	4.00	2 Φ 3/4"	5.68
Tramo 1'	Mu- izq	2	25	54	2.74	0.07%	4.00	2 Φ 3/4"	5.68
	Mu+	1.3	25	54	1.78	0.05%	3.26	2 Φ 3/4"	5.68
	Mu- der	10	25	54	13.72	0.38%	5.13	2 Φ 3/4"+2 Φ 5/8"	9.68
Tramo 2'	Mu- izq	16.8	25	54	23.05	0.66%	8.93	2 Φ 3/4"+2 Φ 5/8"	9.68
	Mu+	14.5	25	54	19.89	0.56%	7.61	3 Φ 3/4"	8.52
	Mu- der	18.3	25	52	27.07	0.79%	10.27	3 Φ 3/4"+1 Φ 5/8"	10.52

		Tramo 1		Tramo 2			
		Mu- izq	Mu +	Mu- der	Mu- izq	Mu +	Mu- der
Acero (-) colocado		3 Φ 3/4"+2 Φ 5/8"	2 Φ 3/4"	3 Φ 3/4"+2 Φ 5/8"	2 Φ 3/4"	2 Φ 3/4"	2 Φ 3/4"
Acero (+) colocado		2 Φ 3/4"	3Φ 3/4"+1 Φ 5/8"	2 Φ 3/4"	2 Φ 3/4"	2 Φ 3/4"	2 Φ 3/4"
As - (cm2)		12.52	5.68	12.52	5.68	5.68	5.68
As + (cm2)		5.68	10.52	5.68	5.68	5.68	5.68
Mn - (Tn-m)		24.24	12.24	24.24	12.24	12.24	12.24
Mn + (Tn-m)		12.24	20.78	12.24	12.24	12.24	12.24
Disposiciones de la Norma	As en cualquier lugar ≥ 1/4 x (As máx en nudos)	CUMPLE		CUMPLE			
	M+ en la cara del nudo ≥ 1/3 x M- en la misma cara del nudo	CUMPLE		CUMPLE			

		Tramo 1'		Tramo 2'			
		Mu- izq	Mu +	Mu- der	Mu- izq	Mu +	Mu- der
Acero (-) colocado		2 Φ 3/4"	2 Φ 3/4"	2 Φ 3/4"+2 Φ 5/8"	2 Φ 3/4"	3 Φ 3/4"+1 Φ 5/8"	3 Φ 3/4"+1 Φ 5/8"
Acero (+) colocado		2 Φ 3/4"	2 Φ 3/4"	2 Φ 3/4"	3 Φ 3/4"	2 Φ 3/4"	2 Φ 3/4"
As - (cm2)		5.68	5.68	9.68	5.68	10.52	10.52
As + (cm2)		5.68	5.68	5.68	8.52	5.68	5.68
Mn - (Tn-m)		12.24	12.24	20.10	12.24	20.78	20.78
Mn + (Tn-m)		12.24	12.24	12.24	17.88	12.24	12.24
Disposiciones de la Norma	As en cualquier lugar ≥ 1/4 x (As máx en nudos)	CUMPLE		CUMPLE			
	M+ en la cara del nudo ≥ 1/3 x M- en la misma cara del nudo	CUMPLE		CUMPLE			

		Vu (Tn)	$\phi Vc$ (Tn)	$\phi Vs$ (Tn)	s (cm)
Tramo 1	Vu izq	20.30	8.81	11.49	23.83
	Vu der	20.30	8.81	11.49	23.83
Tramo 2	Vu- izq	5.00	8.81	0.00	0.00
	Vu der	5.80	8.81	0.00	0.00
Tramo 1'	Vu izq	5.17	8.81	0.00	0.00
	Vu der	4.00	8.81	0.00	0.00
Tramo 2'	Vu izq	18.50	8.81	9.69	28.26
	Vu der	18.50	8.81	9.69	28.26

		Tramo 1		Tramo 2	
		Vu izq	Vu der	Vu izq	Vu der
Acero (-) colocado		3 $\Phi$ 3/4" + 2 $\Phi$ 5/8"		3 $\Phi$ 3/4" + 2 $\Phi$ 5/8"	
Acero (+) colocado		2 $\Phi$ 3/4"		2 $\Phi$ 3/4"	
Mn- (Tn-m)		24.24		12.24	
Mn+ (Tn-m)		12.24		12.24	
Vm (Tn)		11.5		0.7	
Vv (Tn)		2.7		0.3	
1.25(Vm+Vv)	Vu isostático (Tn)	17.75		2.30	
1er Caso	(Mn- izq + Mn+ Der)/L	6.11		15.20	
2do Caso	(Mn+ izq + Mn- Der)/L	6.11		10.20	
Vu isostático + (Mna+Mnb)/L	Vu (Tn)	23.86		17.50	

		Tramo 1'		Tramo 2'	
		Vu izq	Vu der	Vu izq	Vu der
Acero (-) colocado		2 $\Phi$ 3/4"		3 $\Phi$ 3/4" + 1 $\Phi$ 5/8"	
Acero (+) colocado		2 $\Phi$ 3/4"		2 $\Phi$ 3/4"	
Mn- (Tn-m)		12.24		20.78	
Mn+ (Tn-m)		12.24		12.24	
Vm (Tn)		1.63		9.7	
Vv (Tn)		0.3		3	
1.25(Vm+Vv)	Vu isostático (Tn)	2.41		15.88	
1er Caso	(Mn- izq + Mn+ Der)/L	10.20		5.89	
2do Caso	(Mn+ izq + Mn- Der)/L	13.47		6.01	
Vu isostático + (Mna+Mnb)/L	Vu (Tn)	15.89		22.51	

		Vu (Tn)	$\phi Vc$ (Tn)	$\phi Vs$ (Tn)	s (cm)
Tramo 1	Vu izq	23.86	8.81	15.04	18.20
	Vu der	23.86	8.81	15.04	18.20
Tramo 2	Vu- izq	17.50	8.81	8.69	31.52
	Vu der	17.50	8.81	8.69	31.52
Tramo 1'	Vu izq	15.89	8.81	7.07	38.70
	Vu der	15.89	8.81	7.07	38.70
Tramo 2'	Vu izq	22.51	8.81	13.70	19.99
	Vu der	22.51	8.81	13.70	19.99



Estribos por confinamiento		
Zona de confinamiento (2h)		
$s \leq$	$d/4$ (cm) = $10 \times \phi$ Acero(barra) = 300 mm	13.5 25.4 30
$s \leq$	13.5	cm
Fuera zona confinamiento		
$s \leq$	$d/2$ (cm)	27

Estribos	Tramo 1			Tramo 2		
	1	@	0.05	1	@	0.05
12	@	0.1	R	@	0.1	
5	@	0.15	0	@	0.15	
R	@	0.2	0	@	0.2	

Estribos	Tramo 1'			Tramo 2'		
	1	@	0.05	1	@	0.05
R	@	0.1	12	@	0.1	
0	@	0.2	5	@	0.15	
			R	@	0.2	

- Corte de Fierro

Tramo	$\phi$ Acero	X (m)	X $\pm$ d (m)	Corte de fierro (m)
Tramo 1	1 $\phi$ 3/4"+2 $\phi$ 5/8"	0.8	1.34	1.35
	1 $\phi$ 3/4"+1 $\phi$ 5/8" (1)	2	1.46	1.45
	1 $\phi$ 3/4"+1 $\phi$ 5/8" (2)	4.45	4.99	5
	1 $\phi$ 3/4"+2 $\phi$ 5/8"	5.88	5.34	5.3
Tramo 2	1 $\phi$ 3/4"+2 $\phi$ 5/8"	0.65	1.19	1.20
Tramo 1'	2 $\phi$ 5/8"	2.34	1.80	1.80
Tramo 2'	2 $\phi$ 5/8"	0.6	1.14	1.15
	1 $\phi$ 3/4"(1)	2.04	1.50	1.50
	1 $\phi$ 3/4"(2)	3.95	4.49	4.50
	1 $\phi$ 3/4"+1 $\phi$ 5/8"	5.47	4.93	4.9

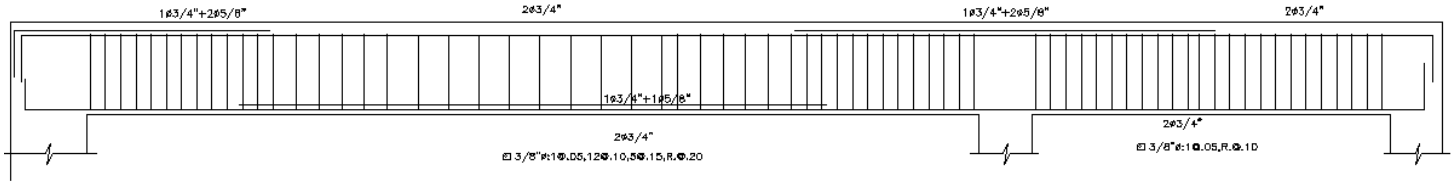
- Control de Fisuración

Se analizó el control de fisuración de la misma manera que para los aligerados, en el caso más crítico, y se verificó que cumplía con los requerimientos.

El corte de fierro se ha realizado de acuerdo al diagrama de momentos obtenido mediante el programa SAP2000. Para uniformizar todos los cortes de fierro se decidió utilizar las distancias a la cara del apoyo de la viga de  $L_n/4$  para los fierros superiores y  $L_n/6$  para los fierros inferiores,

siendo  $L_n$  la luz libre del tramo. Esto se realizó teniendo en cuenta los cortes obtenidos manualmente de tal forma que los requerimientos de resistencia se cumplan tanto en la cara superior como en la inferior.

El diseño final de todas las vigas del edificio se muestran en los planos de encofrado adjuntos.



VIGA E.2.G-E (25x60)

Fig. 8.2 Diseño Final Viga Peraltada del Eje 2 del Primer Piso

## CAPITULO IX: DISEÑO DE COLUMNAS

En el diseño de columnas se consideran que actúan dos efectos simultáneamente, el de los momentos flectores y el de las cargas axiales. A este efecto se le denomina flexocompresión. El diseño de un elemento sometido a flexocompresión se realiza en base a las mismas hipótesis del diseño en flexión, considerando adicionalmente el problema de esbeltez.

### 9.1. Diseño en Flexocompresión Uniaxial

Al analizar una sección transversal sometida a flexocompresión, para una determinada distribución de acero, se puede obtener diferentes valores de Carga y Momento resistentes, conforme se varíe el eje neutro.

A la curva que se grafica teniendo como ordenada la Carga Axial y como abscisa el Momento, se le denomina Diagrama de Interacción.

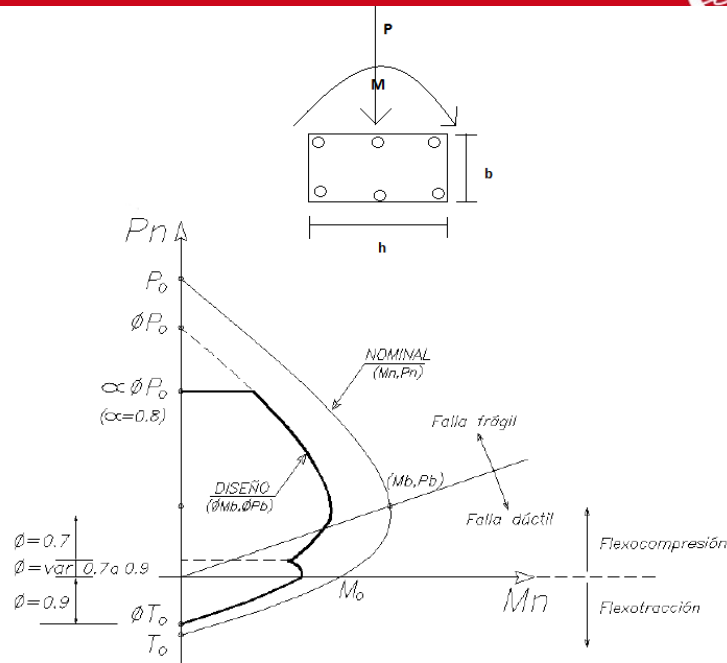


Figura 9.1 Diagrama de Interacción Nominal y de Diseño

Para su construcción se deberá analizar el equilibrio de la sección, variando la ubicación del eje neutro.

El procedimiento de diseño por flexocompresión de columnas se realiza de la siguiente manera:

- Se considera inicialmente una cuantía de acero de refuerzo aproximada de 1 % del área bruta de la sección, con esta cuantía se distribuye el refuerzo vertical, considerando el momento actuante mayor y las secciones críticas.
- Para esta distribución de acero se construyen los diagramas de interacción nominales  $(M_n, P_n)$  para ambas direcciones.
- Se afectan los valores nominales de carga axial y momento flector por el factor de reducción de resistencia “ $\phi$ ” y se obtiene el diagrama de interacción de diseño  $(\phi M_n, \phi P_n)$
- Se verifica que todos los pares correspondientes a las combinaciones de carga  $(M_u, P_u)$  se encuentren dentro del área encerrada por el diagrama de interacción de diseño; de caso contrario, se aumenta la cuantía de acero.

La Norma Peruana considera una cuantía mínima de 1 % y una cuantía máxima de 6 %, y especifica que si el diseñador considera una cuantía mayor al 4 %, debe detallar el cruce de los refuerzos de la columna y de las vigas, en cada nudo.

Una recomendación es diseñar las columnas con cuantías entre 1 % y 4 %, evitando de tal manera el congestionamiento del refuerzo ya que dificulta la calidad de la construcción.

La cuantía de acero se define como el área total de acero dividida entre el área total de la sección ( $\rho = A_s / bt$ )

En el capítulo 21 de la Norma E.060 de Concreto Armado se dan ciertas recomendaciones para el diseño por flexión de columnas sometidas a fuerzas sísmicas:

- La resistencia del concreto debe ser como mínimo  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  y la resistencia del acero debe ser como máximo  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ .
- El ancho mínimo debe ser de 25 cm y la relación ancho a peralte debe ser mayor o igual a 0.4.

## 9.2. Diseño en Flexocompresión Biaxial

Las columnas por lo general se encuentran sometidas a momentos flectores en ambas direcciones, en algunos casos el momento en una dirección será más importante que en la otra. Si ambos momentos son importantes se debe realizar una comprobación por flexión biaxial.

La Norma indica como método aproximado la ecuación planteada por Bresler:

$$1/P_u \geq 1/\phi P_{nx} + 1/\phi P_{ny} - 1/\phi P_{no}$$

Donde:  $P_u$  = Resistencia última en flexión biaxial

$\phi P_{nx}$  = Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en X ( $e_y = 0$ )

$\phi P_{ny}$  = Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en Y ( $e_x = 0$ )

$\phi P_{no}$  = Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de carga axial únicamente en X ( $e_x = e_y = 0$ )

Esta ecuación es válida para valores de:

$$P_u / \phi P_{no} \geq 0.1$$

Para valores menores a 0.1 se recomienda la siguiente expresión:

$$M_{ux}/\phi M_{nx} + M_{uy}/\phi M_{ny} \leq 1.0$$

Donde  $\phi M_{nx}$  y  $\phi M_{ny}$  son las resistencias de diseño de la sección respecto a los ejes X e Y.

Para realizar la verificación por flexión biaxial, primero se va a realizar el diseño por flexión uniaxial con la cual se determina una cuantía de acero y luego se aplica la ecuación de Bresler.

### 9.3. Esbeltez de Columnas

Mientras las columnas no tengan una esbeltez tal que las deformaciones transversales originadas por la carga axial aplicada modifiquen significativamente los momentos calculados en el análisis elástico de la estructura se cumple todo lo anteriormente señalado respecto al diseño por flexocompresión.

Si el nivel de carga axial aplicado genera deformaciones transversales que aumentan significativamente la excentricidad considerada en el diseño, deberá evaluarse el momento generado por la nueva excentricidad, denominada como efecto de segundo orden.

El factor de corrección se denomina  $\delta$  y se subdivide en uno que corrige el momento debido a cargas de gravedad ( $\delta_1$ ) y otro que corrige el momento debido a desplazamientos laterales relativos y que, en la mayoría de los casos para estructuras en el Perú, se deben a cargas de sismo ( $\delta_g$ )

$$M_c = \delta_1 M_{uv} + \delta_g M_s$$

Para evaluar el efecto de segundo orden se debe evaluar el efecto global y local de esbeltez:

- Efecto local de esbeltez

El factor  $\delta_1$  se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$\delta_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\Phi P_c}} \geq 1,0$$

Donde:  $P_u$  = Carga amplificada actuante sobre la columna

$\Phi$  = Factor de reducción de resistencia igual a 0.7 para columnas estribadas

$P_c$  = Carga crítica de pandeo

$C_m$  = Coeficiente que considera la relación de momentos de los nudos y el tipo de curvatura.

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \ell_u)^2}$$

$$EI = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta d}$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0,4$$

Los efectos locales se pueden despreciar si:

$$\frac{k \ell u}{r} \leq 34 - 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)$$

Donde: r = radio de giro de la sección (0.3h para sección rectangular)

- Efecto global de esbeltez

El efecto global  $\delta_g$  se evalúa mediante las siguientes expresiones:

$$\delta_g = \frac{1}{1 - Q}$$

$$Q = \frac{(\sum P_u) \Delta o}{V_{us} h_e}$$

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

$\Delta o$  = Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso.

$V_{us}$  = Fuerza cortante a nivel de entrepiso, debida a las cargas laterales que origina la deformación de la estructura.

$h_e$  = 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.

En resumen habría que calcular un  $\delta$  para cargas verticales y habría que calcular un  $\delta$  para las combinaciones con sismo. Sin embargo, para el primer caso se presenta este tipo de efectos en casos debido a dobles alturas o columnas muy largas y para el caso con sismo normalmente no es importante porque estamos acostumbrados a hacer edificios rígidos.

#### 9.4. Diseño por Cortante

Siguiendo el mismo criterio de buscar una falla por flexión en lugar de una por corte, la fuerza cortante ( $V_u$ ) deberá determinarse a partir de las resistencias nominales en flexión



en los extremos de la luz libre del elemento, asociados a la carga  $P_u$  de las combinaciones de cargas que den como resultado un mayor momento nominal.

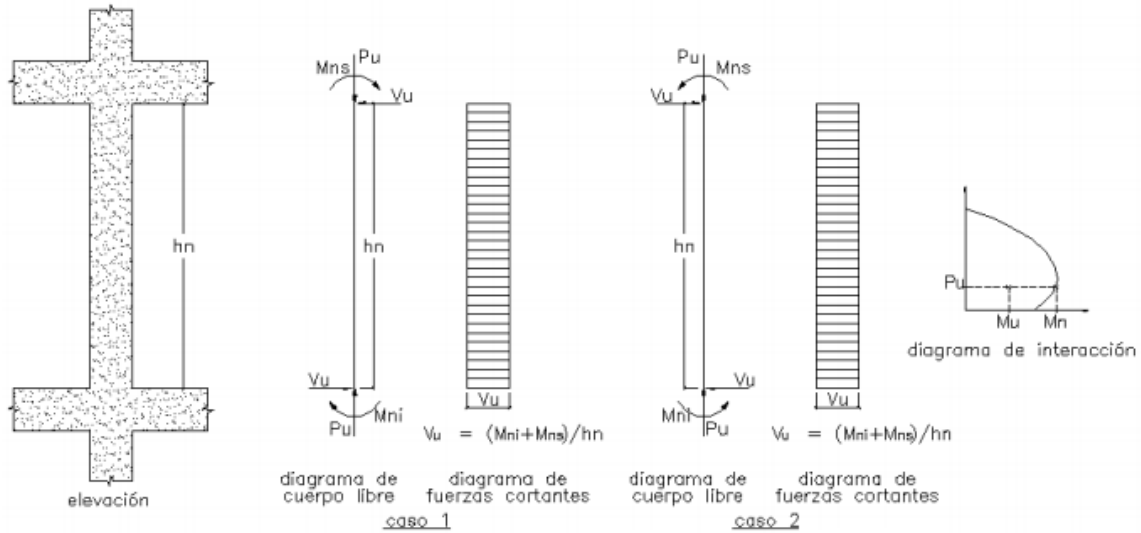


Fig. 9.2 Fuerza Cortante de Diseño en Columnas

De acuerdo a la Norma Peruana, para elementos sometidos a fuerzas de sismo se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Se colocarán estribos cerrados en ambos extremos del elemento sobre una longitud de confinamiento “ $L_o$ ”, medida desde la cara del nudo, que no se menor que un sexto de la luz libre del elemento, 45cm o la máxima dimensión de la sección transversal del elemento.
- Los estribos que se encuentren en la longitud de confinamiento tendrán un espaciamiento que no deba exceder el menor de los siguientes valores, a menos que las exigencias del diseño por esfuerzo cortante sean mayores: la mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento, 10 cm u ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro. Debiendo ubicarse el primer estribo a no más de 5cm de la cara del nudo.
- El espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento no deberá exceder de 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, la menor dimensión del elemento o 30 cm, a menos que las exigencias de diseño por cortante sean mayores.
- El área mínima de refuerzo transversal que deberá proporcionarse dentro del nudo deberá cumplir con :

$$A_v \geq 7 b s / f_y$$

Donde  $b$  es el ancho del nudo en la dirección que se está analizando y el espaciamiento “ $s$ ” no deberá exceder de 15 cm.

El diseño por cortante se realizará de la misma manera que el diseño por cortante de vigas, determinando el refuerzo transversal necesario garantizando que la resistencia del concreto por fuerza cortante y al aporte de los estribos sean siempre mayor, en toda su altura, a la fuerza cortante resultante de las combinaciones de carga.

9.5. Ejemplo Diseño de Columna

A continuación se presenta el diseño de la Columna ubicada entre los ejes D y 4:

- Propiedades y Fuerzas actuantes en la Columna

Columna D4 (Del Sótano al Piso 1)		
B	35	cm
H	50	cm
D	44	cm
$f'c$	210	Kg/cm <sup>2</sup>
$Fy$	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
Asmin	17.50	cm <sup>2</sup>
As max	70	cm <sup>2</sup>
$\Phi Vc$	10.05	Tn

Columna D4 (Del Piso 2 al 6)		
$b$	25	cm
$h$	50	cm
$d$	44	cm
$f'c$	210	Kg/cm <sup>2</sup>
$fy$	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
Asmin	12.50	cm <sup>2</sup>
As max	50	cm <sup>2</sup>
$\Phi Vc$	7.18	Tn

Piso	Pu (Tn)				M33 (Tn-m)			M22 (Tn-m)		
	CM	CV	Sx	Sy	CM	CV	Sx	CM	CV	Sy
6	-8.20	-0.88	4.3	0.1	2.4	0.4	3.0	1.5	0.4	0.1
5	-19.60	-2.87	10.3	0.2	2.3	0.5	3.0	1.3	0.4	0.2
4	-31.25	-4.84	17.2	0.5	2.2	0.5	3.3	1.2	0.4	0.3
3	-42.70	-6.83	24.80	0.8	2.0	0.5	3.2	1.2	0.3	0.3
2	-54.90	-8.85	32.00	1.2	2.0	0.4	3.2	1.2	0.2	0.4
1	-67.90	-10.80	37.90	1.7	2.2	0.4	3.0	0.4	0.1	0.7
Sótano	-80.00	-12.80	47.00	1.7	2.3	0.2	2.7	0.1	0.1	0.4

Evaluando el efecto de esbeltez por cargas de gravedad se obtiene:

(KxLn/r)x	12		
(KxLn/r)y	29		
34-12(M1/M2)	34	(Caso más desfavorable)	
(KxLn/r)x	<	34-12(M1/M2)	CUMPLE
(KxLn/r)y	<	34-12(M1/M2)	CUMPLE

Por lo tanto, se pueden despreciar este efecto sobre las cargas de gravedad.

Evaluando el efecto de esbeltez por cargas de sismo:

X-X	$\sum Pu(Tn)$	$\Delta o(m)$	$\sum Pux\Delta o$	Vus(Tn)	he(m)	Q	$\delta g$
6	587	0.012	7.13	64.43	2.75	0.040	
5	1438	0.014	20.71	114.25	2.75	0.066	1.07
4	2288	0.016	37.07	149.4	2.75	0.090	1.10
3	3140	0.016	50.87	178.04	2.75	0.104	1.12
2	3990	0.013	52.07	200.83	2.75	0.094	1.10
1	4859	0.006	28.43	213.57	2.75	0.048	-
Sótano	5694	0	0	0	2.75	-	-

Y-Y	$\sum Pu(Tn)$	$\Delta o(m)$	$\sum Pux\Delta o$	Vus(Tn)	he(m)	Q
6	587	0.002	1.0566	100.04	2.75	0.004
5	1438	0.002	3.2355	198.51	2.75	0.006
4	2288	0.002	4.1184	269.04	2.75	0.006
3	3140	0.002	5.338	319.63	2.75	0.006
2	3990	0.001	3.591	353.1	2.75	0.004
1	4859	0.000	2.18655	368.74	2.75	0.002
Sótano	5694	0	0	0	2.75	-

Por lo tanto, se va a multiplicar por el factor obtenido para las cargas de sismo en la dirección X; en la dirección Y se van a despreciar estos efectos.

- Diseño por Flexocompresión Uniaxial

Se realizaron la combinaciones de cargas e iterando con los diagramas de interacción, comprobando los puntos Mu-Pu debido a todas las combinaciones de carga consideradas estén dentro del diagrama, se obtuvieron las cuantías de acero.

### Diagrama de Interacción $\rho$ 1.28% (M3-P)

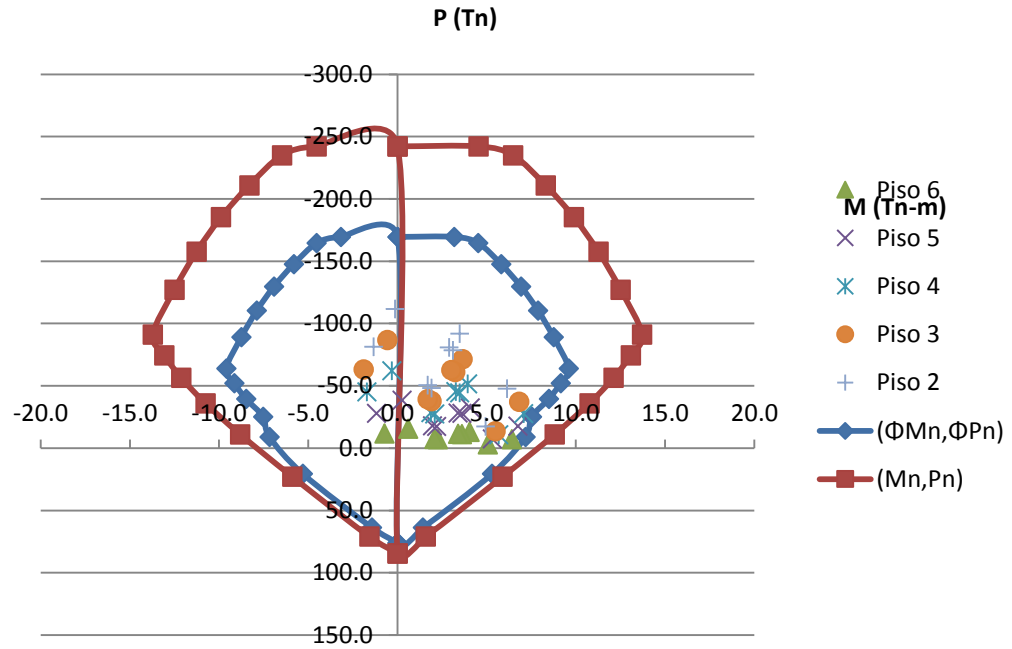


Fig. 9.3 Diagrama Interacción del Piso 2 al 6

### Diagrama de Interacción $\rho$ 1.28% (M2-P)

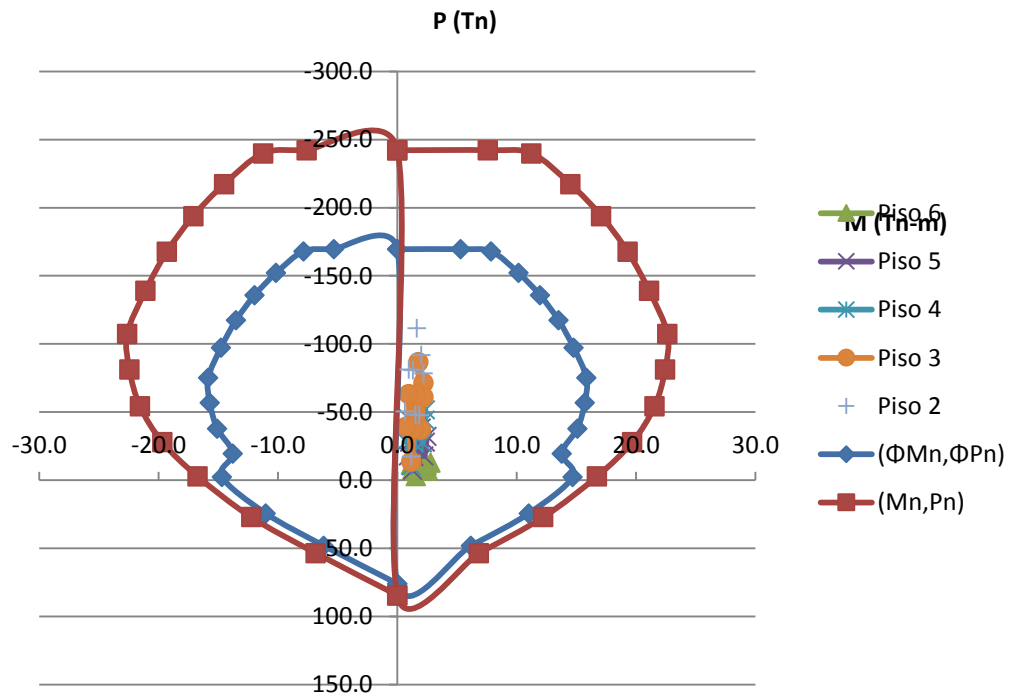


Fig. 9.4 Diagrama de Interacción del Piso 2 al 6

### Diagrama de Interacción $\rho$ 1.3% (M3-P)

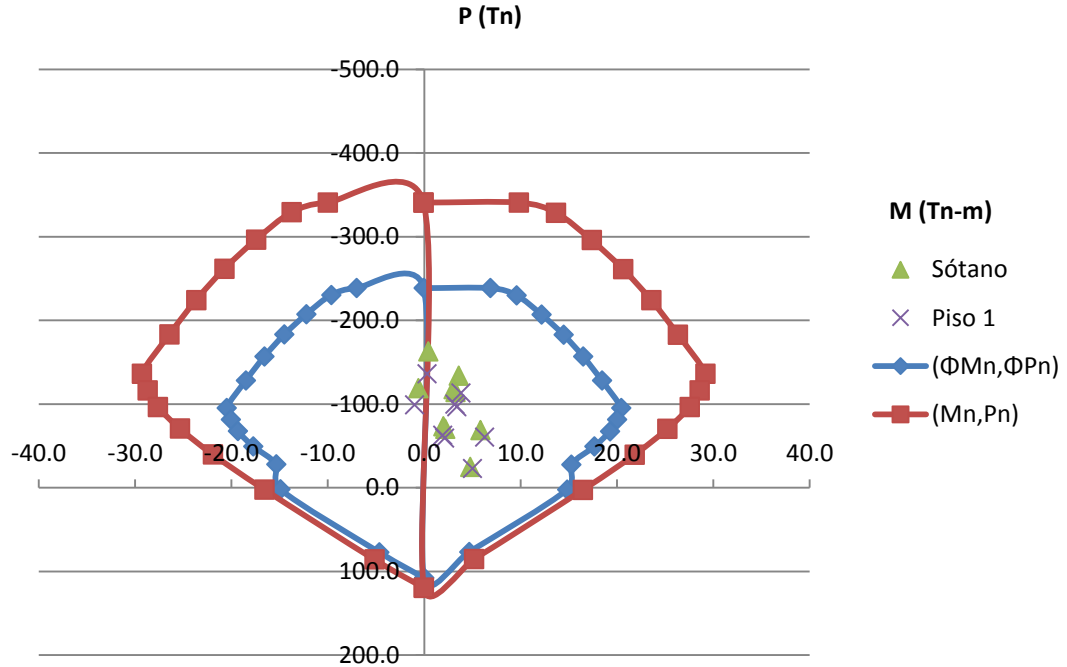


Fig. 9.5 Diagrama de Interacción del Sótano al Primer Piso

### Diagrama de Interacción $\rho$ 1.3% (M2-P)

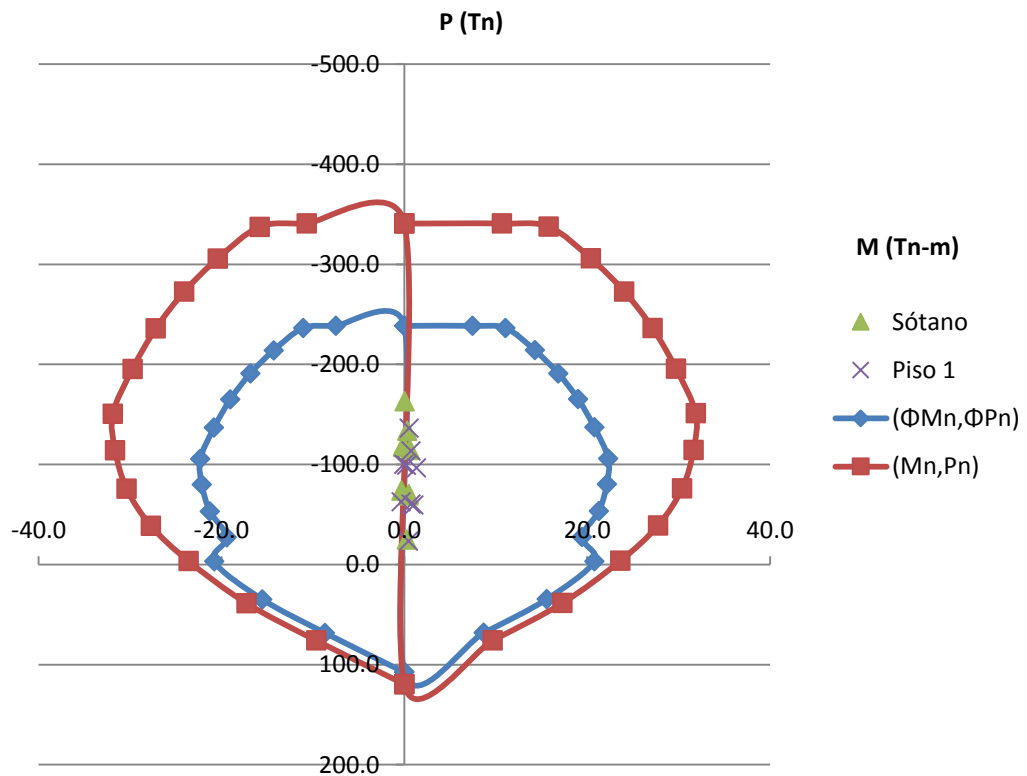


Fig. 9.6 Diagrama de Interacción del Sótano al Primer Piso

Piso	Acero	As (cm <sup>2</sup> )
6	8 $\phi$ 5/8"	16
5	8 $\phi$ 5/8"	16
4	8 $\phi$ 5/8"	16
3	8 $\phi$ 3/4"	22.72
2	8 $\phi$ 3/4"	22.72
1	8 $\phi$ 3/4"	22.72
Sótano	8 $\phi$ 3/4"	22.72

- Diseño por Cortante

Piso	Vu 33 (Tn)	Vu 22 (Tn)	$\Phi Vc$ (Tn)	$\Phi Vs$	s
6	1.5	4	7.2	0.00	0.00
5	1.8	5	7.2	0.00	0.00
4	2.1	5	7.2	0.00	0.00
3	2	5.1	7.2	0.00	0.00
2	2	5	7.2	0.00	0.00
1	1	5.4	10.1	0.00	0.00
Sótano	1	3	10.1	0.00	0.00

Piso	Mn (Tn- m)	Vun (Tn)	$\Phi Vc$ (Tn)	$\Phi Vs$	s
6	10	9.30	7.2	2.12	210.32
5	12	11.16	7.2	3.98	112.04
4	12	11.16	7.2	3.98	112.04
3	11	10.23	7.2	3.05	146.20
2	11	10.23	7.2	3.05	146.20
1	22	20.47	10.1	10.41	42.85
Sótano	22	20.47	10.1	10.41	42.85

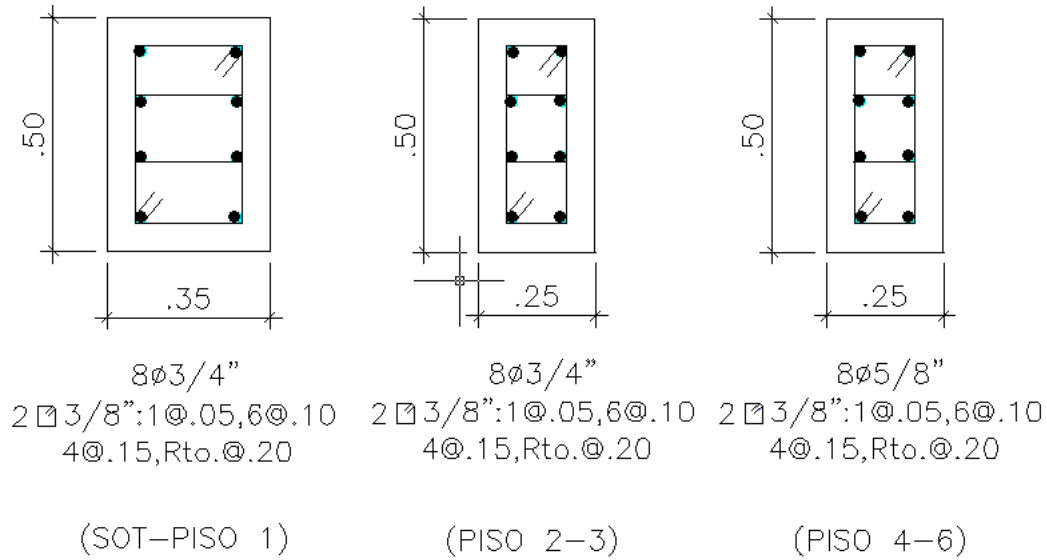
Estribos por Confinamiento		
Zona de Confinamiento (Lo)		
Lo $\geq$	1/6 Ln =	36
	b o h (cm) = 50 cm	50 50
Lo $\geq$	50	cm
s $\leq$	1/2 ( b o h ) (cm) =	12.5
	8 x $\phi$ Acero(barra) = 10 cm	12.8 10
s $\leq$	10	cm
Fuera Zona Confinamiento		
s $\leq$	b o h (cm)	25
	16 x $\phi$ Acero(barra) = 30 cm	25.6 30
s $\leq$	25	cm



Piso	Estribos
6	1 @ 5cm, 6 @ 10cm, 4 @ 15 cm, R @ 20cm
5	1 @ 5cm, 6 @ 10cm, 4 @ 15 cm, R @ 20cm
4	1 @ 5cm, 6 @ 10cm, 4 @ 15 cm, R @ 20cm
3	1 @ 5cm, 6 @ 10cm, 4 @ 15 cm, R @ 20cm
2	1 @ 5cm, 6 @ 10cm, 4 @ 15 cm, R @ 20cm
1	1 @ 5cm, 6 @ 10cm, 4 @ 15 cm, R @ 20cm
Sótano	1 @ 5cm, 6 @ 10cm, 4 @ 15 cm, R @ 20cm

- Diseño por Flexocompresión Biaxial

Debido a la presencia de placas que absorben los momentos generados por las fuerzas de sísmicas reduciendo su efecto en las columnas no será necesario verificar por flexión biaxial.



## COLUMNA D-4

Fig. 9.7 Diseño Final Columna D4

### CAPITULO X: DISEÑO DE PLACAS

Las placas o muros de corte son elementos estructurales diseñados para resistir combinaciones de cortante, momento y fuerza axial inducido por los movimientos sísmicos. El uso de estos elementos es fundamental en edificios altos con la finalidad de controlar las deflexiones de entrepiso provocadas por las fuerzas de sismos severos y protección contra el daño de elementos no estructurales en caso de sismos moderados.

Su diseño es parecido al de una columna, con la diferencia que, debido a su gran rigidez lateral absorben grandes cortantes que a su vez producen grandes momentos, concentrándose los mayores valores en los primeros pisos.

Al igual que las vigas y las columnas, su diseño se basará en las disposiciones especiales para elementos sismorresistentes del capítulo 21 de la Norma E.060.

Si las placas son de 10, 12 o 15 cm de espesor se usa una malla ubicada hacia el centro o eje de la placa, y si tenemos muros de 20, 35 o 40 cm se usarán 2 mallas.

#### 10.1. Diseño en Flexocompresión

El refuerzo vertical se distribuirá a lo largo del muro, debiéndose concentrar mayor esfuerzo en los extremos, zonas denominadas núcleos, que se diseñan como columnas sometidas a flexocompresión debido a momentos de carga de gravedad y sismo.

Una vez seleccionado el refuerzo a colocar, se construirá el diagrama de interacción para la sección y se verificará que el punto que represente a  $P_u$  y  $M_u$  actuantes se ubique dentro de la curva que representa los valores resistentes.

Para tantear un área de acero preliminar se usará la siguiente expresión:

$$M_u = \phi A_s F_y (0.8 L)$$

#### 10.2. Diseño por Cortante

Los muros que resisten los esfuerzos de corte debido a la acción de fuerzas coplanares se diseñarán de acuerdo al numeral 11.10 de la Norma E.060, donde se debe cumplir que:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde  $V_n$  no deberá exceder de  $2.6 t d \sqrt{f'_c}$  y  $V_c$  podrá calcularse como  $0.53 t d \sqrt{f'_c}$ .

Para los casos en los cuales el muro esté sujeto a esfuerzos de tracción axial significativa o cuando los esfuerzos de compresión sean pequeños ( $P_u/Ag < 0,1 f'_c$ ) deberá considerarse  $V_c = 0$ .

La Norma Peruano permite usar un valor aproximado de "d" igual a 0.8 L.

Adicionalmente a la fuerza cortante obtenida del análisis estructural deberá corregirse con la finalidad de evitar la falla por corte se produzca antes que la falla por flexión o flexocompresión.

La cortante de diseño  $V_u$  se evaluará con la siguiente expresión:

$$V_u \geq V_{uax} M_u / M_{ua}$$

Donde:  $V_{ua}$  = Cortante último proveniente del análisis.

$M_{ua}$  = Momento último proveniente del análisis.

$M_{un}$  = Momento Nominal de la sección, asociada a  $P_u$ , obtenido con el refuerzo colocado.

- Refuerzo Horizontal por Corte

Se deberá colocar refuerzo horizontal por corte cuando  $V_u$  exceda a  $\phi V_c$ , el área de refuerzo se calculará con la siguiente expresión:

$$V_s = A_v f_y d / s$$

La cuantía  $\rho_h$  de refuerzo horizontal por corte será como mínimo 0.25%

El espaciamiento del refuerzo horizontal no excederá de  $L/5$ ,  $3t$  o 45 cm. Por recomendación del Ingeniero Antonio Blanco estos límites son grandes, por lo cual se deberá considerar espaciar el refuerzo horizontal máximo 25 o 30 cm.

El refuerzo deberá anclarse en los extremos confinados del muro de manera que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

- Refuerzo Vertical por Corte

La cuantía  $\rho_v$  de refuerzo vertical por corte será mayor o igual a:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 (2.5 - H/L) (\rho_h - 0.0025)$$

, pero no necesitará ser mayor que el refuerzo horizontal requerido.

El espaciamiento del refuerzo vertical no será mayor a  $L/3$ ,  $3t$  o 45 cm. Sin embargo, por recomendación no deberá ser mayor a 20 o 25 cm.

Finalmente, cuando se tengan muros con un  $V_u$  menor que  $0.5 \Phi V_c$  la cuantías de refuerzo horizontal y vertical pueden reducirse a los siguientes valores:

$$\rho_h > 0.002$$

$$\rho_v > 0.0015$$

### 10.3. Ejemplo de Diseño de una Placa

A continuación se presenta el diseño de la Placa entre los Ejes F y 3

- Propiedades y Fuerzas actuantes en la Placa

Placa PL2 ( Sótano a Piso 6)		
L	1.95	M
t	25	Cm
Ag	4875	cm <sup>2</sup>

Piso	Pu (Tn)				M33 (Tn-m)			
	CM	CV	Sx	Sy	CM	CV	Sx	Sy
6	-24.00	-4.00	2.00	0.1	-3.00	-1.00	28.00	0.5
5	-52.00	-9.00	4.00	0.1	-5.00	-1.00	38.00	0.3
4	-79.00	-14.00	7.00	0.1	-3.00	-1.00	45.00	0.3
3	-106.00	-19.00	10.00	0.2	-8.00	-1.00	60.00	0.3
2	-130.00	-24.00	13.00	0.2	-12.00	-1.00	81.00	0.2
1	-154.00	-29.00	17.00	0.2	-12.00	-1.00	135.00	0.3
Sótano	-170.00	-32.00	22.00	0.2	-14.00	-1.00	150.00	0.2

Para el caso de las placas solo se analizará los momentos en la dirección en la que está orientada; ya que en la otra dirección se despreciará su efecto debido a que se generan momentos muy pequeños.

- Diseño por Flexocompresión

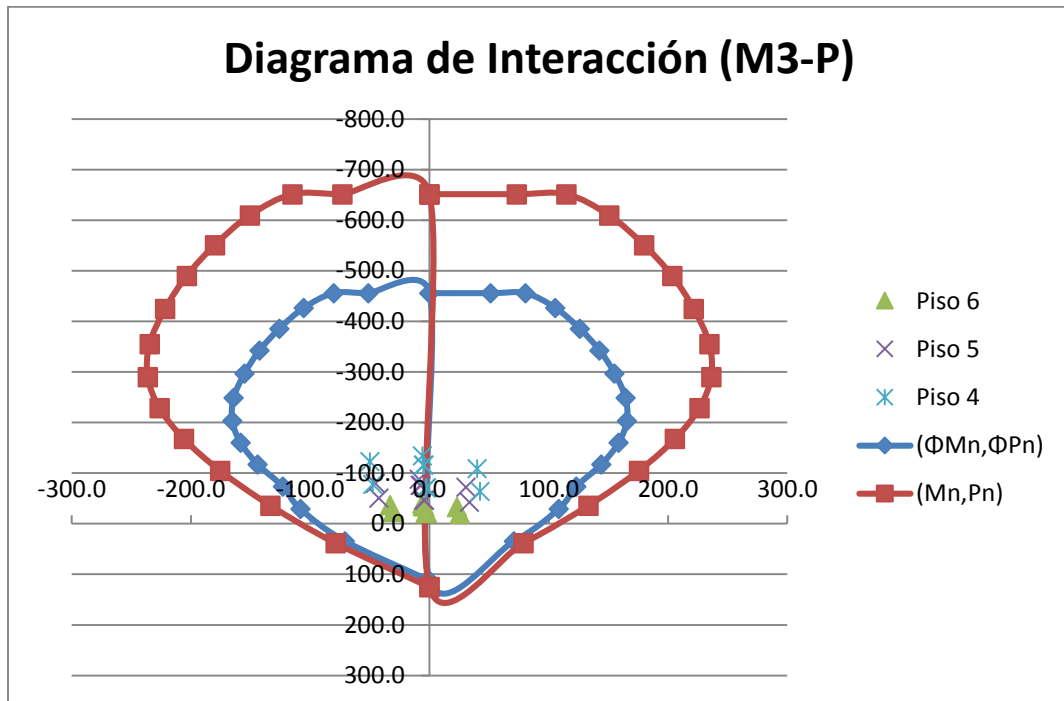


Fig. 10.1 Diagrama Interacción del Piso 4 al 6

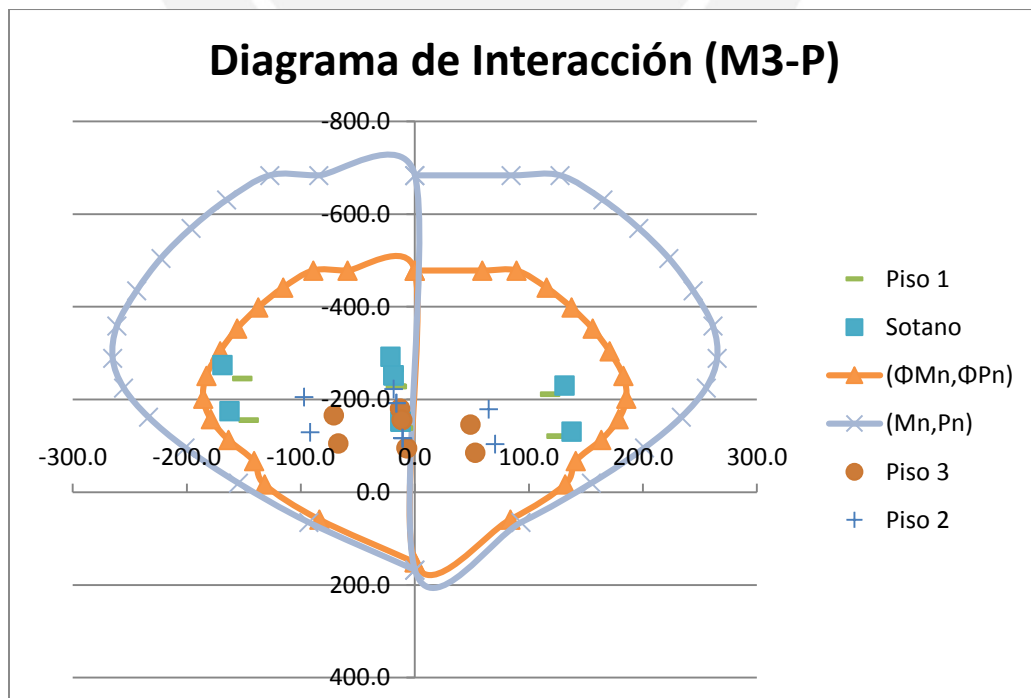


Fig. 10.2 Diagrama Interacción del Sótano al Tercer Piso

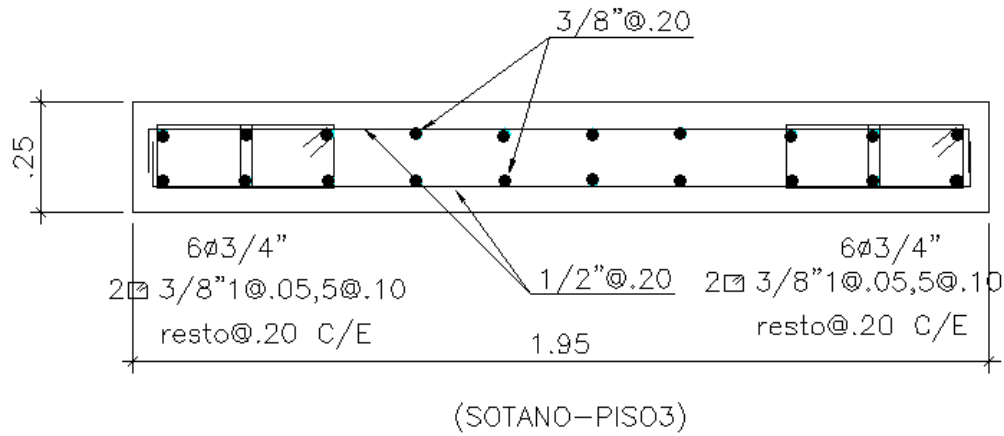
Piso	Acero	As (cm <sup>2</sup> )	phmin	Ash min (cm <sup>2</sup> /m)
6	12Φ5/8+2Φ3/8@0.20	29.68	0.0025	6.25
5	12Φ5/8+2Φ3/8@0.20	29.68	0.0025	6.25
4	12Φ5/8+2Φ3/8@0.20	29.68	0.0025	6.25
3	12Φ3/4+2Φ3/8@0.20	39.76	0.0025	6.25
2	12Φ3/4+2Φ3/8@0.20	39.76	0.0025	6.25
1	12Φ3/4+2Φ3/8@0.20	39.76	0.0025	6.25
Sótano	12Φ3/4+2Φ3/8@0.20	39.76	0.0025	6.25

- Diseño por Cortante

Piso	Pu (Tn)	Mn (Tn-m)	Mua (Tn-m)	Mn/Mua	Vua (Tn)	Vu (Tn)	Vmáx (Tn)	Vmax > Vu
6	37.0	135	33.0	4.09	11.0	45.00	146.9	CUMPLE
5	80.0	150	46.0	3.26	17.0	55.43	146.9	CUMPLE
4	123.0	185	50.0	3.70	21.0	77.70	146.9	CUMPLE
3	166.0	235	71.0	3.31	24.0	79.44	146.9	CUMPLE
2	206.0	250	98.0	2.55	28.0	71.43	146.9	CUMPLE
1	245.0	260	151.0	1.72	32.0	55.10	146.9	CUMPLE
Sótano	274.0	265	169.0	1.57	45.0	70.56	146.9	CUMPLE

Piso	Vc (Tn)	Vs (Tn)	Av(Φ)	Av (cm <sup>2</sup> )	s (cm)	s (cm)	AV(cm <sup>2</sup> /m)	pvmin	Ash min (cm <sup>2</sup> /m)
6	0.00	53.00	2Φ3/8"	1.42	17.60	15	9.5	0.0025	6.25
5	0.00	65.00	2Φ3/8"	1.42	14.50	15	9.5	0.0025	6.25
4	0.00	56.00	2Φ3/8"	1.42	16.60	15	9.5	0.0025	6.25
3	29.95	58.00	2Φ1/2"	2.58	29.10	20	12.9	0.0025	6.25
2	29.95	49.00	2Φ1/2"	2.58	34.64	20	12.9	0.0025	6.25
1	29.95	30.00	2Φ1/2"	2.58	57.10	20	12.9	0.0025	6.25
Sótano	29.95	48.00	2Φ1/2"	2.58	35.38	20	12.9	0.0025	6.25

Refuerzo Vertical por Cortante		
s ≤	L / 3	65.00
	3 t	75
	45 cm	45
s ≤	45	cm
Refuerzo Horizontal por Cortante		
s ≤	L / 5	39
	3 t	75
	45 cm	45
s ≤	39	cm



PLACA F.-3

Fig. 10.3 Diseño Final Placa F3

**CAPITULO XI: DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO**

Los muros de sótano son muros que se diseñan para resistir el empuje del suelo y en ocasiones, para las cargas verticales que le llegan de la superestructura. De acuerdo a la relación entre rigideces de los elementos que le sirven de apoyo y el muro de sótano, éste puede considerarse simplemente apoyado o empotrado en los extremos, ya que en la parte superior se encuentra restringido por la losa de entrepiso y en la parte inferior por la cimentación.

Para el caso de los muros de sótano que continúan hacia los pisos superiores como muros de corte y recibe cargas verticales significantes, trabajarán a flexocompresión y se le analizará bajo ésta sollicitación.

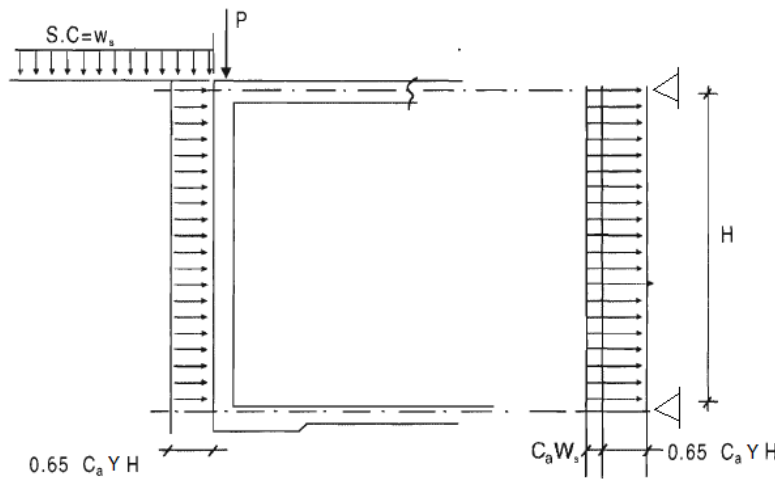


Fig. 11.1 Esquema Muro de Sótano

El muro de sótano se calcula como una losa de 1 o más tramos armada en la dirección vertical, donde los apoyos son el techo y el cimiento.



Su diseño será por flexión y por cortante. El diseño por flexión puede considerarse bastones y hierro corrido, como se usa en el diseño normal de cualquier elemento.

El hierro horizontal que se coloca en las dos caras es en realidad un hierro mínimo de temperatura o retracción.

11.1. Ejemplo de Diseño de Muro Sótano

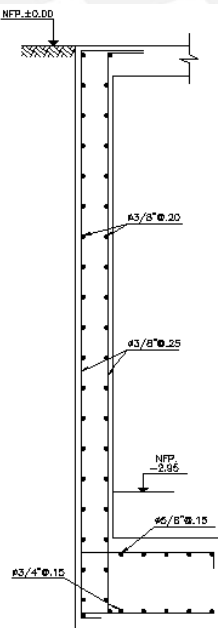
A continuación se realiza el diseño del Muro de Sótano del Eje 1:

Muro de Sótano		
h	25	Cm
L	2.75	M
$\gamma$	2000	Kg/m <sup>3</sup>
Ca	0.3	
Ws/c	250	Kg/m <sup>2</sup>
Wempuje	1147.5	Kg/ml
Wuempuje	1.95	Tn/ml
Asmin	5	cm <sup>2</sup> /ml

Mu (Tn-m)	b (cm)	d(cm)	Ku	$\rho$	Asv necesario (cm <sup>2</sup> )	Acero colocado	As colocado (cm <sup>2</sup> )
1.84	100	21	4.17	0.25%	5.25	2 $\Phi$ 3/8" @ 0.25	5.68

Vu (Tn)	$\Phi Vc$	Vs	Ash necesario(cm <sup>2</sup> )	Acero colocado	As colocado (cm <sup>2</sup> )
2.7	9.14	0	0	2 $\Phi$ 3/8" @ 0.20	7.1

Debido a que los muros ubicados en el eje 1 del edificio coincide con los placas del edificio; por lo tanto, el diseño por flexocompresión y cortante realizado anteriormente predominará sobre el diseño por cortante y flexión debido al empuje del terreno.



MURO M1

Fig. 11.2 Diseño Final Muro de Sótano

Son los elementos estructurales que tienen función de repartir la carga que hay en una columna o muro en una cierta área, con la finalidad de transmitir al suelo una presión (esfuerzo) que sea menor o igual a la que el terreno puede resistir.

12.1. Diseño de Zapata Aislada

Para el diseño de la zapata aislada primero se va a determinar un área inicial para empezar a comprobar que el esfuerzo generado sea menor a la presión admisible del terreno.

$$\sigma = \frac{P + P_p}{A}$$

En donde  $P_p$  es el peso propio de la zapata, que para un suelo bueno de 4 Kg/cm<sup>2</sup> se considera como el 5% de la carga de gravedad en servicio de la columna o muro.

Seguidamente se evaluará las presiones reales sobre el terreno debido a las cargas y momentos actuantes, las cuales no deben ser mayores a la admisible. Esta comprobación se realizará tanto para cargas de gravedad como para cargas de sismo.

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6 \cdot M_x}{l_y} + \frac{6 \cdot M_y}{l_x} < \sigma_{adm}$$

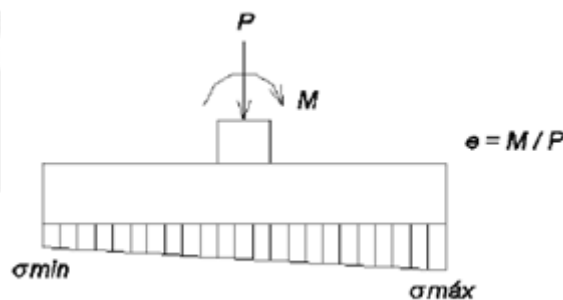


Fig. 12.1 Presiones en la Zapata

En caso de presentarse tracciones en el suelo, indicando una distribución de presiones irreal ya que no puede haber tracción entre el suelo y la zapata. Por lo cual se calculará la presión ejercida por el terreno con la siguiente expresión:

$$\sigma_T = \frac{2P}{3(L/2 - e)B} \text{ (Distribución triangular).}$$

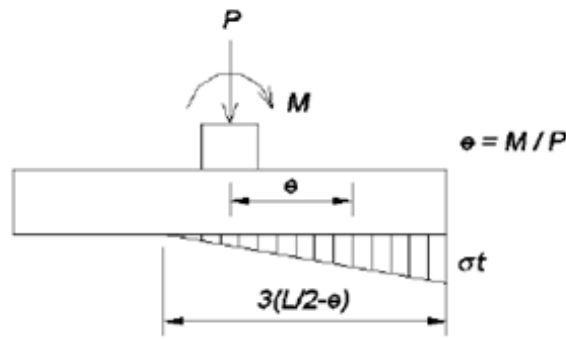


Fig. 12.2 Presiones en la Zapata

Una vez comprobado que las presiones sean menores a la admisible se realizará la verificación por punzonamiento y por fuerza cortante.

La verificación por punzonamiento se realizará a  $d/2$  de la cara de la columna o muro con la presión última obtenida, con esta verificación se va a determinar el peralte necesario para la zapata, en donde  $h = d - 10$  (cm).

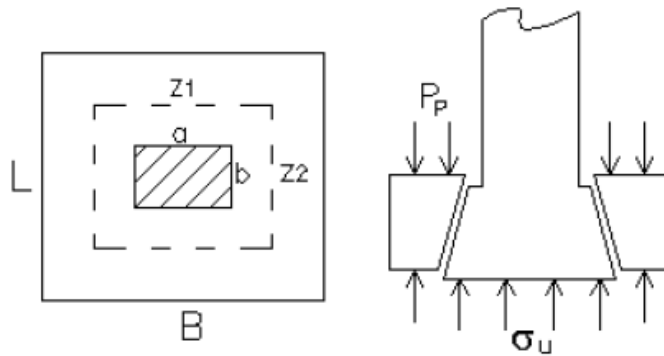


Fig. 12.3 Punzonamiento ocurrido en la Zapata

$$\begin{aligned}
 Z1 &= a + d ; Z2 = b + d \\
 L_o &= 2(Z1 + Z2) \\
 \phi V_c &= 0.85 \cdot 1.1 \sqrt{f'c} L_o d \\
 V_u &= (\sigma_u - P_p)(BL - Z1 \cdot Z2) \\
 V_u &< \phi V_c
 \end{aligned}$$

Una vez comprobado el efecto por punzonamiento se procederá a verificar por cortante. Debido a que no se usan estribos u otros fierros solamente se buscará el peralte “d” para que el concreto resista solo.

Como recomendación, el peralte mínimo para las zapatas que se va a utilizar es de 0.60 m, considerándose un anclaje conveniente de los fierros de la columna o muro.

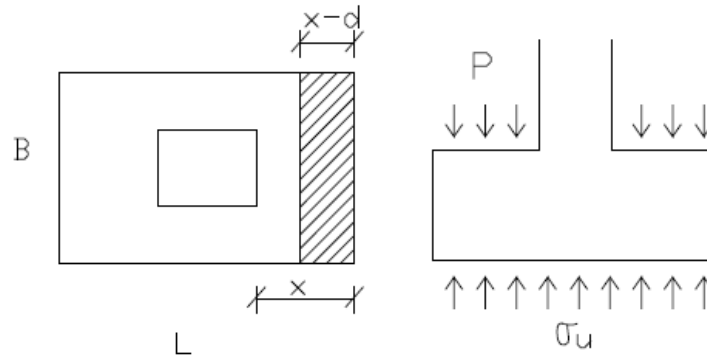


Fig. 12.4 Fuerza Cortante en la Zapata

$$V_n = V_c$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_c = 0.53x \sqrt{f_c} \times B \times d$$

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

Finalmente se procederá al diseño por flexión en concreto armado. Se calculará el fierro necesario para soportar los momentos generados por la presión del suelo en los volados de la zapata.

$$M_u = \sigma_u B x^2 / 2$$

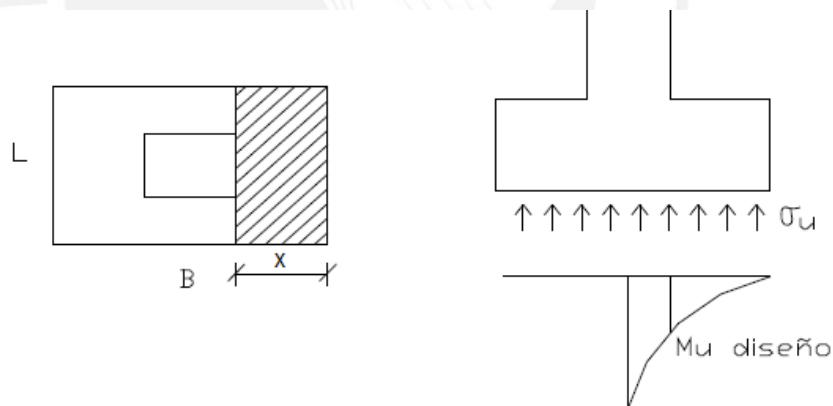


Fig. 12.5 Momento Flector en la Zapata

### 12.2. Diseño de Zapata Combinada

Las zapatas combinadas consisten en una zapata común a dos o más columnas alineadas, en donde al analizarlas cada una por separada nos encontramos con el problema que se superponen.

Para obtener sus características primero se recomienda obtener la ubicación de la resultante de las cargas para tratar de hacer coincidir el centro de la zapata con el centro de la resultante.

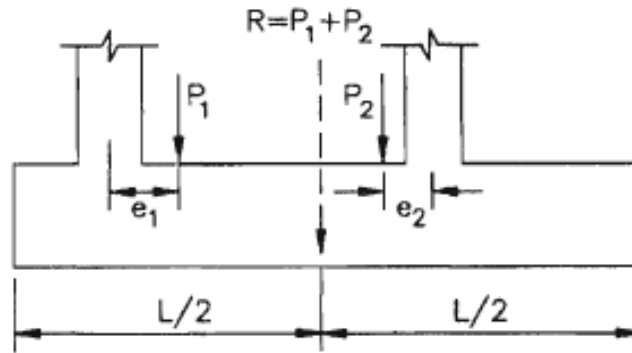


Fig. 12.6 Fuerza Resultante de las Columnas

El predimensionamiento de la zapata combinada será de la misma manera que el de una zapata aislada, con la diferencia que se usaran las cargas de las dos columnas o muros y una aproximación del peso de la zapata del 10 % de la carga de gravedad en servicio total. La comprobación que los esfuerzos generados sean menor que el esfuerzo admisible del suelo, la verificación por punzonamiento y por cortante (en los volados) se realizarán de la misma manera que para una zapata aislada.

A diferencia de una zapata aislada el diseño por cortante y flexión se realizará mediante el análisis de la zapata apoyada sobre las columnas con una carga distribuida generada por el terreno, de donde se obtendrán los diagramas de fuerza cortante y momento flector que se generan. De acuerdo a los resultados del diagrama se procederá a calcular el refuerzo necesitado, tanto superior como inferior.

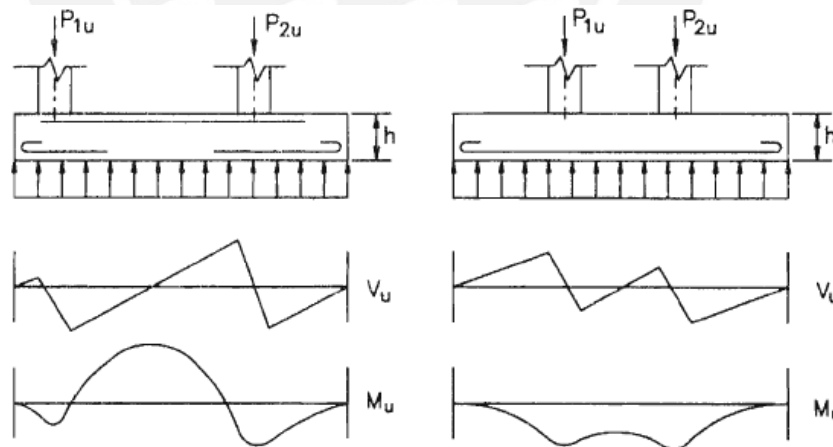


Fig. 12.7 Diagramas de Fuerza Cortante y Momento Flector en la Zapata

### 12.3. Diseño de Viga de Cimentación

Cuando las columnas o muros están ubicados en el límite de propiedad tiene que tener zapatas excéntricas, lo que genera un problema de excentricidad. Al intentar calcular la cimentación y verificar las presiones en el terreno muy probablemente sobrepasemos la

presión o capacidad admisible del suelo. La solución es colocar una viga de cimentación de buen peralte conectado hacia una zapata interior.

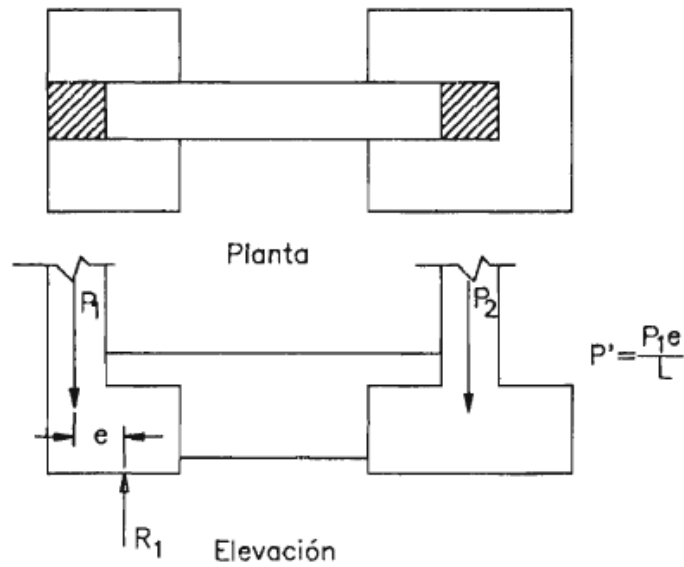


Fig. 12.8 Zapatas Conectadas

La idea de colocar esta viga es que el momento producido por la excentricidad no vaya al suelo sino que sea tomado por ésta, debido al giro producido por el momento la viga intentará levantarse; sin embargo, al estar unida a la columna interior impedirá que esto ocurra.

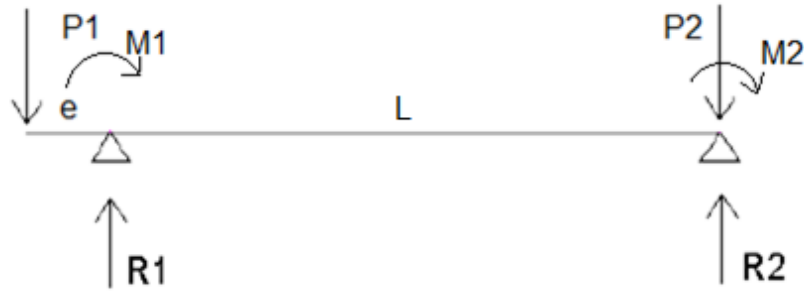


Fig. 12.9 Modelo Viga de Cimentación

Para el diseño de zapatas conectadas se predimensionan las zapatas y se realiza el equilibrio de fuerzas tomando en cuenta el modelo mostrado.

Una vez obtenidas las reacciones R1 y R2 se verifica que el esfuerzo ejercido por las reacciones sea menor que la presión admisible tanto para cargas de gravedad como para cargas de sismo.

Luego se procederá a realizar la verificación por punzonamiento y cortante para cada una de las zapatas como se ha visto anteriormente.

Una vez realizado el diseño de cada una de las zapatas se procederá al diseño de la viga de cimentación.

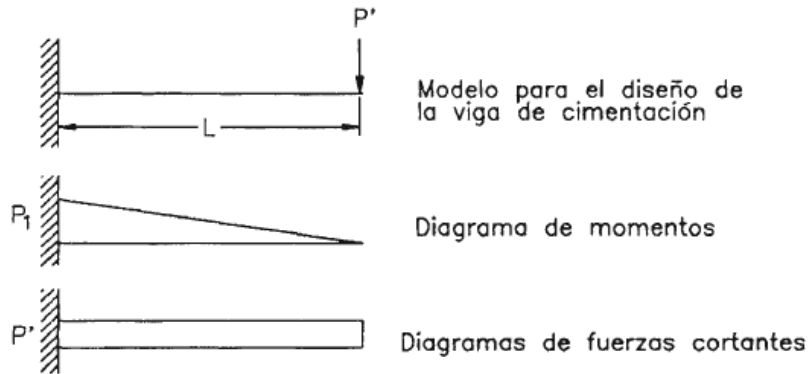


Fig. 12.10 Modelo para el Diseño de las Zapatas Conectadas

#### 12.4. Ejemplo de Diseño de Zapata Aislada

A continuación se realiza el diseño de la Zapata Aislada de la Columna entre los Ejes B y 3:

- Propiedades y Cargas Actuantes

Zapata Z-1		
q	4	Kg/cm <sup>2</sup>
Bcol	35	Cm
Lcol	50	Cm
Pm	103	Tn
Pv	23	Tn
Psx	4	Tn
Psy	4	Tn
Mm	10	Tn-m
Mv	2.2	Tn-m
Msx	5	Tn-m
Msy	1	Tn-m

- Predimensionamiento de la Zapata

A	3.31	m <sup>2</sup>
B*L	3.31	m <sup>2</sup>
B-L	-0.15	m
B	1.75	m
L	1.90	m
B	1.8	m
L	1.9	m

$\sigma_{max}$	5.06	<	4	NO CUMPLE
$\sigma_{min}$	2.68	<	4	CUMPLE



A	3.31	m <sup>2</sup>
B*L	3.31	m <sup>2</sup>
B-L	-0.15	m
B	2	m
L	2.2	m

- Verificación de la Presión Admisible

$\sigma_{max}$	3.84	<	4	CUMPLE
$\sigma_{min}$	2.18	<	4	CUMPLE

Sismo X				
$\sigma_{max}$	4.27	<	4.8	CUMPLE
$\sigma_{min}$	1.93	<	4.8	CUMPLE

Sismo Y				
$\sigma_{max}$	3.92	<	4.8	CUMPLE
$\sigma_{min}$	2.28	<	4.8	CUMPLE

$\sigma_{grav}$	6.14	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{usism}$	5.34	Kg/cm <sup>2</sup>

- Verificación por Punzonamiento y Cortante

h	60	cm
Ao	0.85	m <sup>2</sup>
bo	3.7	m

V <sub>pun</sub>	218.03	T <sub>n</sub>	
$\Phi V_c$	250.66	T <sub>n</sub>	
$\Phi V_c$	>	V <sub>u</sub>	CUMPLE

Dirección X			
X <sub>x</sub>	0.325	M	
V <sub>ucort</sub>	43.91	T <sub>n</sub>	
$\Phi V_c$	71.81	T <sub>n</sub>	
$\Phi V_c$	>	V <sub>u</sub>	CUMPLE
Dirección Y			
X <sub>y</sub>	0.35	M	
V <sub>ucort</sub>	42.99	T <sub>n</sub>	
$\Phi V_c$	65.28	T <sub>n</sub>	
$\Phi V_c$	>	V <sub>u</sub>	CUMPLE

- Verificación de la Presión Admisible con el Peso Real de la Zapata

$\sigma_{max}$	3.84	<	4	CUMPLE
$\sigma_{min}$	2.18	<	4	CUMPLE

- Diseño por Flexión de la Zapata

Dirección X		
Mu	20.90	Tn-m
b	100	cm
d	50	cm
Ku	8.36	
$\rho$	0.23%	
As	11.36	cm <sup>2</sup>
Asmin	9	cm <sup>2</sup>
Ascolocado	1 $\Phi$ 5/8"@0.15	

Dirección Y		
Mu	22.19	Tn-m
b	100	cm
d	50	cm
Ku	8.87	
$\rho$	0.24%	
As	12.08	cm <sup>2</sup>
Asmin	9	cm <sup>2</sup>
Ascolocado	1 $\Phi$ 5/8"@0.15	

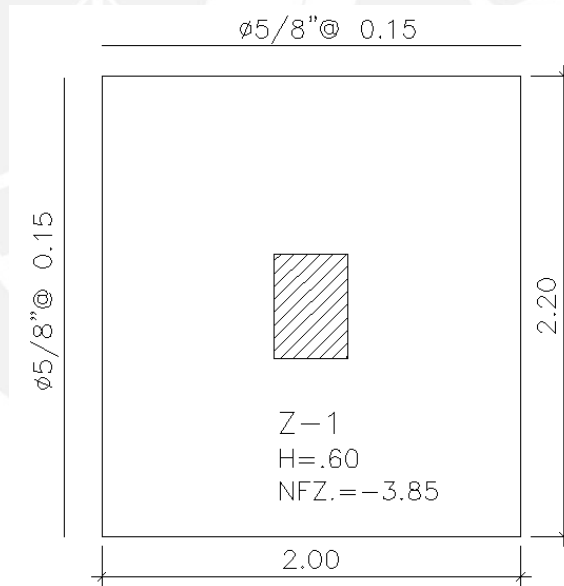


Fig. 12.11 Diseño Final Zapata Aislada Z-1

### 12.5. Ejemplo de Diseño de Zapata Combinada

A continuación se realiza el diseño de la Zapata Combinada de la Placa ubicada en el Eje E y 3, y la Placa ubicada en la Escalera:

Primero se diseñó la zapata aislada para cada una de las placas y luego se procedió a unir las para comprobar si cumplían las condiciones requeridas.

- Cargas actuantes en cada placa, centro de gravedad de la zapata y centro de fuerzas

Placa E3		
Bcol	25	cm
Lcol	160	cm
Pm	101	Tn
Pv	16	Tn
Mmx	12	Tn-m
Mvx	2	Tn-m
Msx	79	Tn-m
Psx	22	Tn
Mmy	0.1	Tn-m
Mvy	0.1	Tn-m
Msy	0.3	Tn-m
Psy	1	Tn
Xcg	1.95	M
Ycg	0.8	M

Placa Escalera		
Bcol	20	cm
Lcol	150	cm
Pm	43	Tn
Pv	7	Tn
Mmx	3.8	Tn-m
Mvx	0.7	Tn-m
Msx	38	Tn-m
Psx	5	Tn
Mmy	0.1	Tn-m
Mvy	0.1	Tn-m
Msy	0.1	Tn-m
Psy	1	Tn
Xcg	3.35	M
Ycg	2.22	M

Zapata		
Xcg	2.48	m
Ycg	1.59	m
Ixx	11.54	m <sup>4</sup>
Iyy	22.78	m <sup>4</sup>
Area	13.89	m <sup>2</sup>
Peso	23.34	Tn
B/2	2.38	m
L/2	1.66	m
Fuerzas C.G.		
Xcg	2.79	m
Ycg	1.25	m
Pm	144	Tn
Pv	23	Tn
Mmx	15.8	Tn-m
Mvx	2.7	Tn-m
Msx	117	Tn-m
Psx	27	Tn
Mmy	0.2	Tn-m
Mvy	0.2	Tn-m
Msy	0.4	Tn-m
Psy	2	Tn

Debido a que el centro de gravedad de la zapata no coincide con el centro de fuerzas se van a considerar además momentos debido a la excentricidad de la carga para la verificación de la presión admisible en la zapata.

- Verificación de Presiones Admisibles

Gravedad en XX				
$\sigma_1$	2.10	<	4	CUMPLE
$\sigma_2$	0.64	<	4	CUMPLE

Sismo XX				
$\sigma_1$	3.07	<	4	CUMPLE
$\sigma_2$	0.24	<	4	CUMPLE

$\sigma_{ux}$	3.37	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{usx}$	3.83	Kg/cm <sup>2</sup>

Gravedad en YY				
$\sigma_1$	0.56	<	4	CUMPLE
$\sigma_2$	2.18	<	4	CUMPLE

Sismo YY				
$\sigma_1$	1.39	<	4	CUMPLE
$\sigma_2$	1.38	<	4	CUMPLE

$\sigma_{uy}$	3.49	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{usy}$	1.73	Kg/cm <sup>2</sup>

- Verificación y Diseño Zapata de la Placa E3

h	70	cm
d	60	cm
Ao	1.87	m <sup>2</sup>
bo	6.1	m

Verificación Punzonamiento		
Vu	105.63	Tn
$\Phi Vc$	495.91	Tn
<b>CUMPLE</b>		
Dirección XX		
Verificación por Cortante		
x	1.2	m
x-d	0.6	m
Vu	20.20	Tn/m
$\Phi Vc$	39.17	Tn/m
<b>CUMPLE</b>		

Mu	27.61	Tn-m
b	100	cm
d	60	cm
Ku	7.67	
$\rho$	0.21%	
As	12.48	cm <sup>2</sup>
Asmin	12.6	cm <sup>2</sup>
Ascolocado	1 $\Phi$ 5/8"@0.15	

- Verificación y Diseño Zapata de la Placa de la Escalera

h	70	cm
d	60	cm
Ao	1.68	m <sup>2</sup>
bo	5.8	m

Verificación Punzonamiento		
Vu	15.53	Tn
$\Phi Vc$	471.52	Tn
<b>CUMPLE</b>		

Dirección XX

Verificación por Cortante		
x	0.8	m
x-d	0.2	m
Vu	7.67	Tn/m
$\Phi Vc$	39.17	Tn/m
<b>CUMPLE</b>		

Mu	11.17	Tn-m
b	100	cm
d	60	cm
Ku	3.10	
$\rho$	0.08%	
As	4.97	cm <sup>2</sup>
Asmin	12.6	cm <sup>2</sup>
Ascolocado	1 $\Phi$ 5/8"@0.15	

- Diseño por Cortante y Flexión de la Zapata Combinada

Dirección YY			
Vu	35.7	Tn/m	CUMPLE
$\Phi$ Vc	39.17	Tn/m	
Mu	20.00	Tn-m	
b	100	cm	
d	60	cm	
Ku	5.56		
$\rho$	0.15%		
As	8.98	cm <sup>2</sup>	
Asmin	12.6	cm <sup>2</sup>	
Ascolocado	1 $\Phi$ 5/8"@0.15		

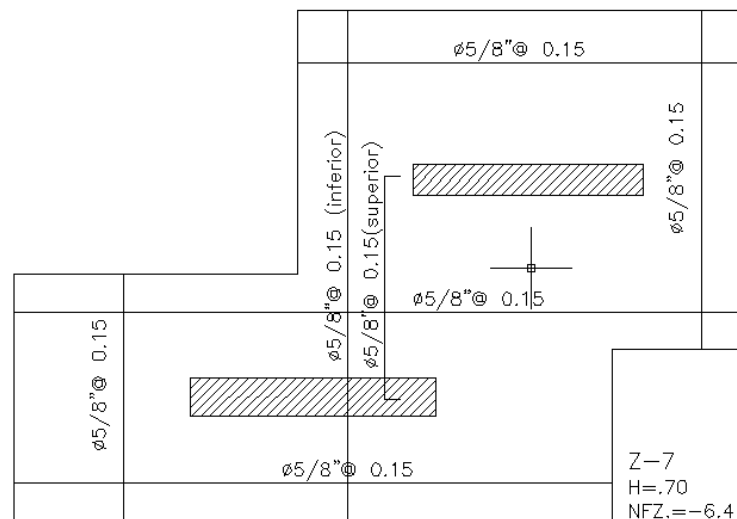


Fig. 12.12 Diseño Final Zapata Combinada Z-7

### 12.6. Ejemplo de Diseño de Viga de Cimentación

A continuación se realiza el diseño de la Viga de Cimentación CV1 que conecta las Zapata del lindero y la Zapata Z-2 ubicada entre los Ejes F y 2:

Primero se diseñó la zapata aislada para la placa de lindero y para la columna F2, y luego se procedió a verificar el diseño con la Viga de Cimentación CV1 conectando ambas zapatas.

- Fuerzas actuantes en la Placa y en la Columna

Placa		
Pm	110.00	Tn
Pv	18.00	Tn
Psx	7	Tn
Mmx	0.2	Tn-m
Mvx	0.1	Tn-m
Msx	13.5	Tn-m
A zapata	4.55	m <sup>2</sup>
h	0.9	m

Columna F2		
Pm	135	Tn
Pv	30	Tn
Psx	18	Tn
Mmx	0.2	Tn-m
Mvx	0.1	Tn-m
Msx	6.0	Tn-m
A zapata	5.28	m <sup>2</sup>
h	0.7	m

e	0.35	m
L	4.62	m

- Cálculo de Reacciones y Verificación de Presiones Admisibles

$$\sum M=0 \quad (\text{Carga Vertical})$$

R1	164.30	Tn
R2	147.40	Tn

$\sigma_1$	3.61	<	4	CUMPLE
$\sigma_2$	2.79	<	4	CUMPLE

$$\sum M=0 \quad (\text{Carga Sismo})$$

R1	185.99	Tn
R2	150.70	Tn

$\sigma_1$	4.09	<	4.8	CUMPLE
$\sigma_2$	2.85	<	4.8	CUMPLE



Ya no se verificaron los efectos de punzonamiento ni de fuerza cortante debido a que la presión admisible última resultante era menor que la que se utilizó para el diseño de las zapatas aisladas para cada elemento.

- Diseño de la Viga de Cimentación CV1

Cargas de Diseño		
Pu1	184.60	Tn
Ppu1	13.76	Tn
Pu2	252.42	Tn
Mu1	0.45	Tn-m
Mu2	0.45	Tn-m

Mu (Tn-m)	b (cm)	d (cm)	Ku	$\rho$	As (cm <sup>2</sup> )	As colocado (cm <sup>2</sup> )	Acero
65	25	80	40.63	1.26%	25.26	25.5	5 $\Phi$ 1"

Asmin (cm <sup>2</sup> )	As+ colocado
4.83	2 $\Phi$ 1"

Vuizq	238.6	Tn
Vuder	13.8	Tn

$\Phi$ Vc	13.06	Tn
-----------	-------	----

Se usan estribos mínimos		
1@0.05, 4@0.10, 4@0.15, r@0.25		

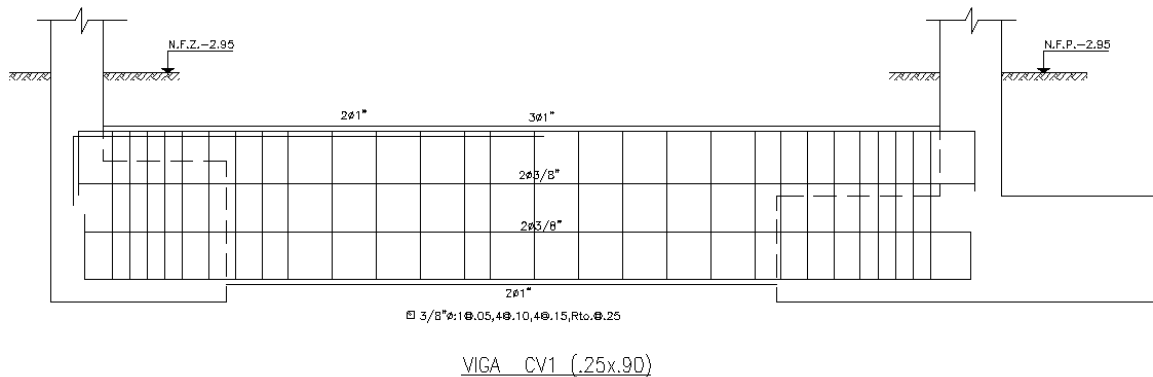


Fig. 12.13 Diseño Final Viga Cimentación CV1

### 13.1. Diseño de Cisterna y Cuarto de Bombas

Los muros de la cisterna, al estar en contacto con el agua, tienen consideraciones de diseño particulares que buscan reducir las fisuras que afecten la impermeabilidad del contenedor. Como en el caso de los muros de sótano, en el diseño de las paredes de la cisterna predominará el acero mínimo, ya que los momentos debido a las cargas dan cuantías menores a la cuantía mínima. La norma establece una cuantía mínima de 0.2%.

Sobre el techo de la cisterna, actuará el peso propio, el piso terminado y la sobrecarga debido al estacionamiento, proveyéndose que al igual que las paredes predominará la cuantía mínima.

Para el diseño del cuarto de bombas se utilizarán los resultados obtenidos del diseño de la cisterna para uniformizar el conjunto, de modo que se facilite la construcción de ambas.

- Diseño de la Paredes de la Cisterna

Existen 2 casos a analizar en cuanto al diseño de la cisterna, como los mostrados en el gráfico anterior. Se va a analizar el caso más crítico, el cual es cuando la cisterna se encuentra vacía.

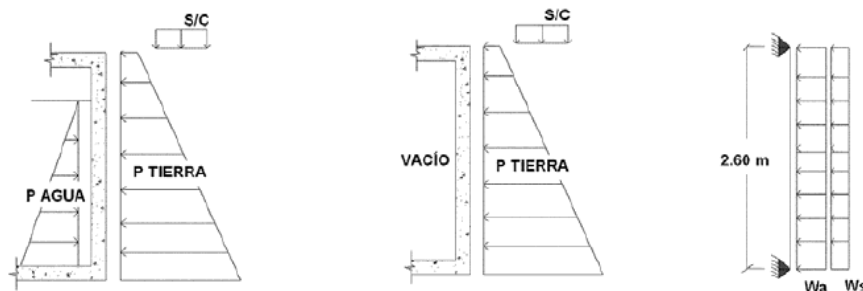
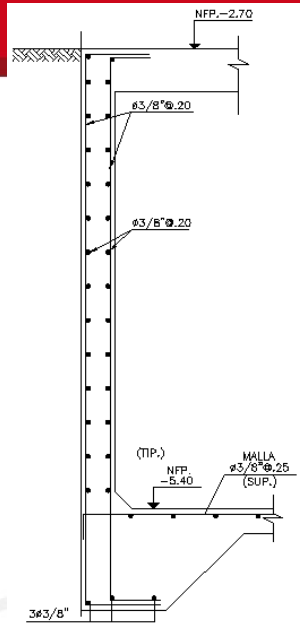


Fig. 13.1 Modelo Diseño de Cisterna

Como se mencionó anteriormente el diseño predominante es el de la cuantía mínima.

Siendo,  $A_s \text{ min} = 0.002 \cdot 100 \cdot 25 = 5 \text{ cm}^2$ , por lo cual se eligió utilizar fierro horizontal y vertical de 2  $\Phi$  3/8 @ 0.20 m ( $7.1 \text{ cm}^2$ ) para todos los muros, tanto los de 20 cm como los de 25 cm, en toda su altura.



CORTE 2-2

Fig. 13.2 Diseño Final Pared de Cisterna

- Diseño de las Losas de la Cisterna

El diseño de losas se realizará utilizando el método de coeficientes de la Norma E.060.

A	4.5	m
B	4.5	m
A/B	1	
h	20	cm

Metrado de cargas		
Carga Muerta		
Pp	0.5	Tn/m <sup>2</sup>
Pt	0.1	Tn/m <sup>2</sup>
Carga Viva		
s/c	0.25	Tn/m <sup>2</sup>
Wm	0.6	Tn/m <sup>2</sup>
Wv	0.25	Tn/m <sup>2</sup>
Wu	1.3	Tn/m <sup>2</sup>
As min	3.6	cm <sup>2</sup>

Lado	C -	Cm +	Cv +	M - (Tn-m)	M +(Tn-m)
A	-	0.033	0.032	-	0.84
B	0.071	0.027	0.035	1.82	0.76

M (Tn-m)	b(cm)	d(cm)	Ku	ρ	As (cm <sup>2</sup> )	As colocado
1.82	100	16	7.11	0.20%	3.2	Ø 3/8" @ 0.20
0.84	100	16	3.28	0.10%	1.6	Ø 3/8" @ 0.20

Como se puede observar el diseño se va a realizar utilizando acero mínimo ( $A_s = 3.6 \text{ cm}^2$ ), un refuerzo tanto en la cara superior como en la inferior de  $\Phi 3/8" @ 0.20 \text{ m}$ . De la misma manera para la losa del piso ( $h = 15 \text{ cm}$ ) se va utilizar una malla superior de acero de  $\Phi 3/8" @ 0.25 \text{ m}$ .

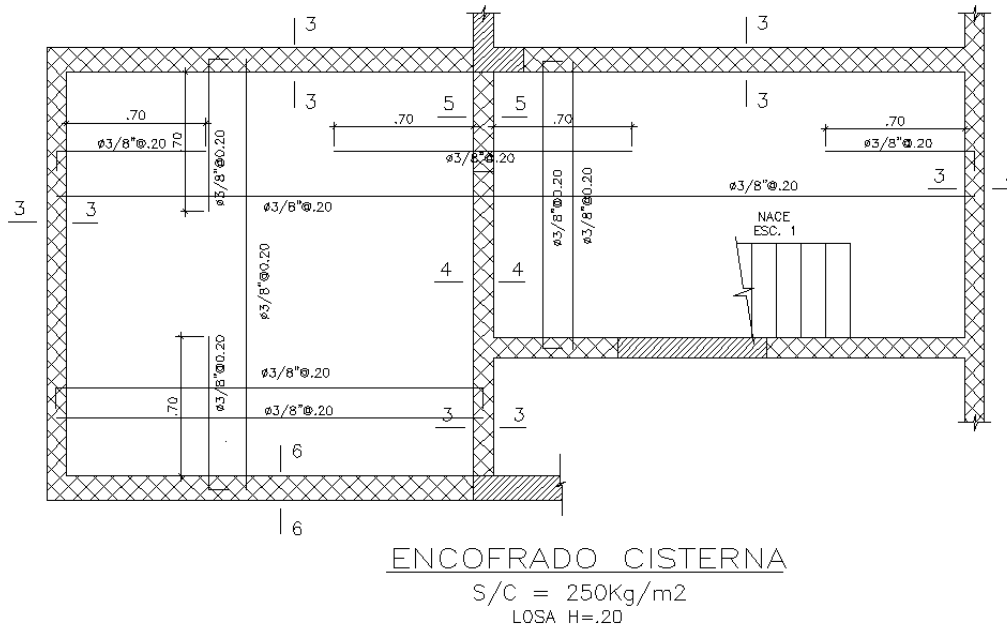


Fig. 13.3 Diseño Final Techo de Cisterna

### 13.2. Diseño de Cuarto de Máquinas

El cuarto de máquinas está conformado por la extensión de las placas del ascensor diseñadas anteriormente y las vigas en volado a partir de estas placas.

Se hicieron los cálculos correspondientes al diseño de las losas del cuarto de máquinas (Fondo y Techo), como losas armadas en 2 direcciones utilizando el método de los coeficientes de la norma obteniéndose acero menor que el mínimo. Por lo cual se colocó una doble malla de acero de  $\Phi 3/8" @ 0.20 \text{ m}$ , dotándolas de un adecuado refuerzo por razones de seguridad, ya que en esta zona para colocar las máquinas del ascensor se realizan perforaciones, etc. Para las vigas peraltadas en volado colocadas, debido a la poca carga que se transmiten de la losa maciza en 2 direcciones se diseñaron con fierro mínimo (2  $\Phi 5/8"$  tanto en la parte superior como en la inferior) y refuerzo mínimo por cortante con estribos de  $3/8" 1@ 0.05, 4@0.10, R.@0.2$ .

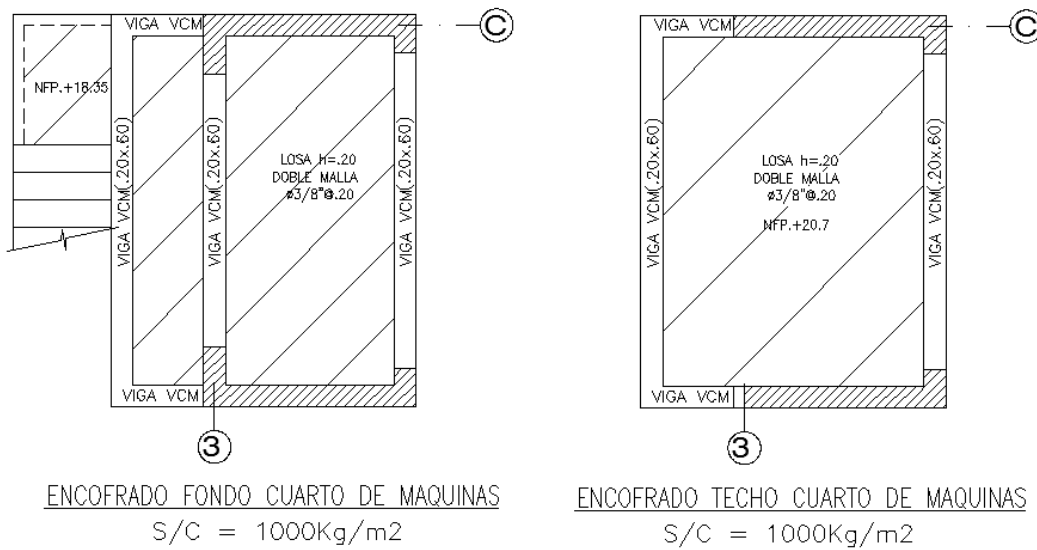


Fig. 13.4 Diseño Final Cuarto de Maquinas

### 13.3. Diseño de Escaleras

Las escaleras se van a considerar como losas macizas que actúan en una dirección apoyadas ya sea sobre vigas o muros.

El metrado de las escaleras ya se realizó previamente por lo cual se realizará s continuación del diseño del tramo 2 de la escalera del piso típico.

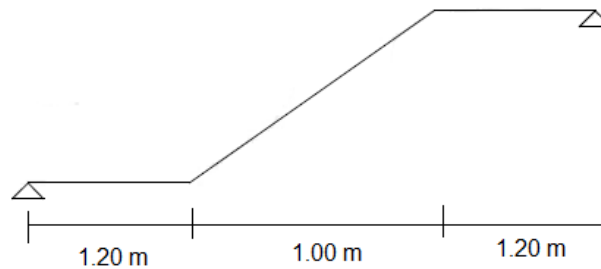


Fig. 13.5 Elevación Segundo Tramo Escalera del Piso Típico

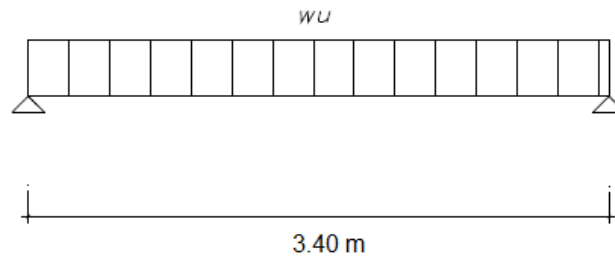


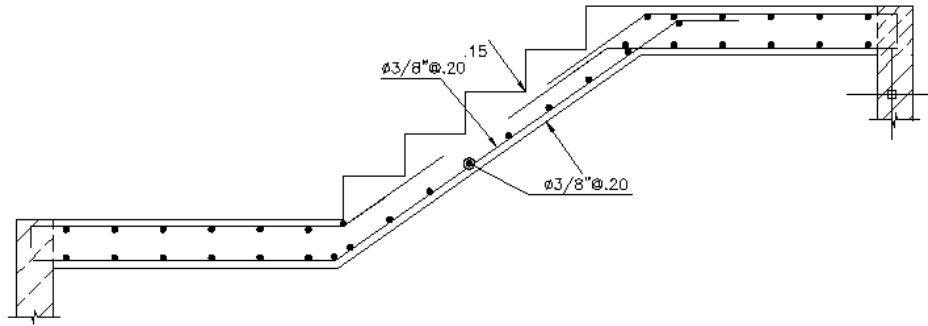
Fig. 13.6 Modelo de la Escalera

Como se indica en el libro Diseño de Estructuras de Concreto Armado del Ing. Teodoro Harmsen, el diseño del refuerzo positivo y negativo se realizará considerando los momentos actuantes de la siguiente manera,  $Mu+ = 1/8*Wu*L^2$  y  $Mu- = 1/24*Wu*L^2$ .

Mu+ (Tn-m)	b (cm)	d(cm)	Ku	$\rho$	As (cm <sup>2</sup> )	As colocado
2.02	100	16	7.90	0.21%	3.43	$\Phi$ 3/8" @ 0.20

Mu- (Tn-m)	b (cm)	d(cm)	Ku	$\rho$	As (cm <sup>2</sup> )	As colocado
0.67	100	16	2.63	0.07%	1.12	$\Phi$ 3/8" @ 0.20

Como se puede observar de los cálculos se va a utilizar la cuantía mínima de acero que es  $A_{s\ min} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 3.6\ cm^2$ .

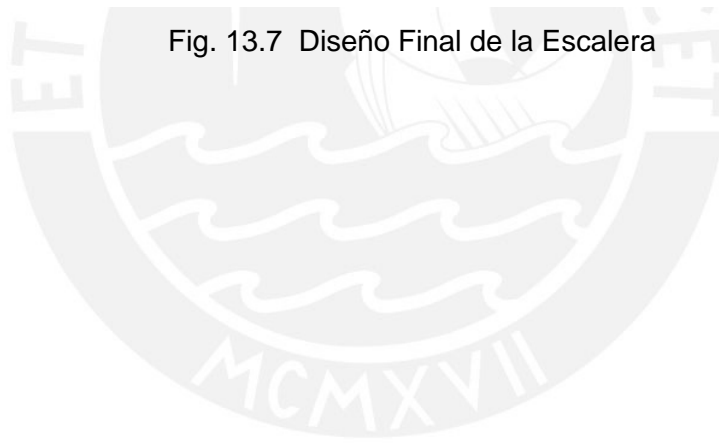


TRAMO 2

ESCALERA 4 (PISO TÍPICO)

(S/C=250Kg/m<sup>2</sup>)

Fig. 13.7 Diseño Final de la Escalera





1. Si bien el sistema estructural del edificio considerado para ambas direcciones es de muros de corte con un coeficiente de reducción  $R=6$ , se puede observar que en la dirección Y se tiene un gran número de placas en el perímetro del edificio en esta dirección; en cambio, para la dirección X se tienen pocas placas que puedan resistir las fuerzas sísmicas que se presenten por lo cual en esta dirección las columnas van a estar más exigidas.
2. Es necesario realizar la corrección por proceso constructivo en el programa ETABS, corrigiéndose así las falsas deformaciones axiales de las columnas que lo requieran, ya que los momentos generados en las vigas pueden diferir hasta en el signo de momentos, dando resultados no satisfactorios.
3. El ingreso del modelo de un edificio y de sus cargas en el programa ETABS, para analizar el comportamiento de la estructura, requiere una verificación de los resultados de tal forma que estos se encuentren dentro de los valores esperados.

Para el análisis de las cargas de gravedad, en las columnas y placas, se comparó los resultados del programa ETABS con un metrado de la carga axial, muerta y viva, manual resultando los metrados realizados menores al obtenido por el programa; esto es debido a que al realizar el metrado manual se considera los elementos dentro del área tributaria de la columna o placa; en cambio, no se sabe el área tributaria utilizada por el programa.

Para el diseño de las columnas y placas se utilizó el metrado manual realizado, debido a que al estar las columnas y placas menos comprimidas su exigencia debido a los momentos actuantes van a ser mayores.

4. Al realizar el análisis sísmico dinámico con el programa ETABS resultaron los siguientes periodos fundamentales, en la dirección X de 0.74 s y en la dirección Y de 0.18 s. Lo que confirma que la estructura es más rígida en la dirección Y debido a la gran área de muros de corte en esta dirección.
5. La cimentación del edificio es importante debido a los grandes momentos que recibe a través de las placas situadas en sus extremos y que llega absorber una gran parte de la fuerza cortante en la dirección Y. Debido a esto, se utilizaron cimientos corridos en el perímetro de 1 m de ancho conectadas a zapatas interiores mediante vigas de cimentación para controlar la excentricidad de las cargas axiales actuantes.

- A. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO DEL PERÚ  
2013 *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima: Cámara Peruana de la Construcción.
- B. BLANCO BLASCO, Antonio  
1997 *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Segunda edición. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- C. HARMSSEN, Teodoro  
2002 *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Tercera edición, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.
- D. MUÑOZ PELÁEZ, Alejandro  
2004 *Apuntes del Curso Ingeniería Antisísmica 1*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.
- E. OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO  
2003 *Apuntes del Curso de Concreto Armado*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.
- F. SAN BARTOLOMÉ RAMOS, Ángel  
1998 *Análisis de Edificios*. Primera edición. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.