

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



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

**“DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE CONCRETO  
ARMADO DE ONCE PISOS”**

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

**NICOLAS SCHWARTZMANN RIVERO**

**ASESOR: ING. JOSE ANTONIO CHAVEZ ANGELES**

Lima, Octubre de 2013

## RESUMEN

El presente trabajo consiste en el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado de once pisos destinado a oficinas. El proyecto se encuentra ubicado en Miraflores, Lima y tiene un área techada de  $9,445\text{m}^2$ . El objetivo final es tener una estructura segura, funcional y factible de acuerdo a los lineamientos de las Normas Técnicas de Estructuras vigentes.

La estructura del edificio consta de dos grandes muros estructurales en forma de "C" en la zona central, donde se encuentran ubicados las escaleras y ascensores. Adicionalmente, se tienen pórticos de concreto armado conformados por columnas y vigas, en las zonas donde están ubicadas las oficinas. En el perímetro de la planta se han considerado elementos estructurales con inercia importante para evitar problemas de torsión en planta.

En base a la estructuración y predimensionamiento inicial, se realiza un análisis sísmico preliminar, con el propósito de verificar que la estructura cumpla con las derivas máximas de entrepiso que admite la Norma de Diseño Sismoresistente (NTE E.030) y que los principales elementos sísmicos tengan una adecuada resistencia para soportar los esfuerzos a los que están exigidos.

Debido a que se tienen paños típicos de  $6.50 \times 8.00\text{m}$  que representan un área aproximada de  $690\text{m}^2$  por cada planta, cerca del 80% del área total, se analizan cuatro alternativas distintas de techado y se realiza el metrado de insumos para cada una de ellas. En base a estos resultados se escoge la opción más conveniente de acuerdo al proceso constructivo, uso y costo total de los materiales y mano de obra.

Con la estructuración y el sistema de techado ya definido se realiza un análisis sísmico definitivo del edificio de acuerdo a la Norma de Diseño Sismoresistente.

Finalmente, con los resultados del análisis sísmico, se ajusta el diseño de los elementos previamente diseñados y se diseña los elementos restantes cumpliendo con los requerimientos de la Norma de Concreto Armado (NTE E.060).

## ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1: GENERALIDADES</b> .....	<b>1</b>
1.1 Objetivos del Proyecto.....	1
1.2 Arquitectura del Edificio.....	1
1.3 Descripción del Proyecto de Estructuras.....	3
1.4 Reglamentos, Cargas de Diseño, Requisitos de Resistencia y Servicio y Materiales.....	5
<b>CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO Y PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES</b> .....	<b>8</b>
2.1 Objetivos de la Estructuración.....	8
2.2 Criterios de Estructuración y Diseño.....	8
2.3 Descripción de la Estructuración.....	9
2.4 Predimensionamiento de los Elementos Estructurales.....	10
2.5 Resistencia Característica del Concreto.....	17
2.6 Estructuración de la Planta Típica de Estructuras: .....	17
<b>CAPÍTULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO PRELIMINAR</b> .....	<b>19</b>
3.1 Objetivos.....	19
3.2 Simplificaciones.....	19
3.3 Modelo del Edificio.....	20
3.4 Parámetros Sísmicos.....	21
3.5 Resultados del Análisis Sísmico – Método Dinámico.....	22
<b>CAPÍTULO 4: ESTUDIO DE ALTERNATIVAS DE TECHADO</b> .....	<b>27</b>
4.1 Introducción.....	27
4.2 Cargas.....	30
4.3 Ejemplo de diseño de losas macizas.....	30
4.4 Ejemplo de diseño de losas aligeradas.....	33
4.5 Ejemplo de diseño de vigas.....	35
4.6 Análisis y Metrado de Insumos para cada Alternativa.....	39
4.7 Resumen del Metrado de Insumos y Precios Unitarios.....	41
4.8 Elección de la alternativa de techado a utilizar.....	43

<b>CAPÍTULO 5: ANÁLISIS SÍSMICO DEFINITIVO .....</b>	<b>44</b>
5.1 Objetivos.....	44
5.2 Metrado de Cargas.....	44
5.3 Consideraciones del Modelo Sísmico del Edificio.....	46
5.4 Modelo Sísmico del Edificio.....	47
5.5 Resultados del Análisis Dinámico, Modelo 1 .....	49
5.6 Resultados del Análisis Dinámico, Modelo 2 .....	53
<b>CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS .....</b>	<b>59</b>
6.1 Introducción.....	59
6.2 Ejemplo de Diseño.....	59
<b>CAPÍTULO 7: DISEÑO DE VIGAS .....</b>	<b>65</b>
7.1 Introducción.....	65
7.2 Ejemplo de Diseño Viga V6.....	65
7.3 Ejemplo de Diseño Viga V2.....	67
<b>CAPÍTULO 8: DISEÑO DE COLUMNAS.....</b>	<b>70</b>
8.1 Introducción.....	70
8.2 Ejemplo de Diseño Columna P1.....	70
8.3 Ejemplo de Diseño Columna P2.....	80
8.4 Ejemplo de Diseño Columna P3.....	81
<b>CAPÍTULO 9: DISEÑO DE MUROS DE CORTE .....</b>	<b>82</b>
9.1 Introducción.....	82
9.2 Ejemplo de Diseño Placa PL1.....	82
<b>CAPÍTULO 10: DISEÑO DE CIMENTACIONES .....</b>	<b>89</b>
10.1 Introducción.....	89
10.2 Ejemplo de Diseño de Zapata Z2.....	89
10.3 Ejemplo de Diseño de Zapata de la Placa Lateral, ZL.....	92
<b>CAPÍTULO 11: DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS .....</b>	<b>95</b>
11.1 Diseño de la Escalera.....	95
11.2 Diseño de Columnetas de Arriostre de Tabiquería C1 .....	96
11.3 Diseño de Muros de Cisterna .....	97
<b>COMENTARIOS Y CONCLUSIONES .....</b>	<b>98</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>100</b>

## CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

### 1.1 Objetivos del Proyecto.

La presente tesis tiene como objetivo el análisis y diseño estructural de un edificio de oficinas de once pisos de concreto armado. Además, el trabajo comprende el análisis, diseño, metrados y presupuestos de cuatro alternativas distintas de techado para los paños típicos a fin de elegir la alternativa más conveniente en base al costo directo, uso y proceso constructivo.

El objetivo final es tener una estructura segura, funcional y factible. Por lo que en el desarrollo del proyecto se pondrá especial énfasis en: cumplir con los lineamientos y recomendaciones de las Normas Técnicas de Estructuras vigentes, intentar homogenizar el diseño de elementos estructurales y buscar distintas soluciones técnicas a un mismo problema a fin de poder escoger la más adecuada.

### 1.2 Arquitectura del Edificio.

El edificio de oficinas forma parte de un centro comercial ubicado en Lima, Miraflores. El centro comercial tiene gran área de terreno, por lo que los límites de propiedad se encuentran fuera de la zona del proyecto de estructuras del edificio.

La planta del edificio es rectangular de 48.00 x 17.50 m, con un área de 840m<sup>2</sup> por planta. Los estacionamientos se encuentran ubicados en áreas comunes del centro comercial y no forman parte del proyecto de estructuras del edificio. El primer piso está destinado al ingreso principal, recepción, un área de depósito y áreas comerciales. Los siguientes diez pisos típicos están destinados a oficinas y tienen la misma distribución de arquitectura (**Figura 1**): cuatro oficinas independientes de aproximadamente 170m<sup>2</sup> cada una con servicios higiénicos propios, y un área común de circulación que incluye las escaleras de evacuación, ascensores y corredores. En la azotea se tiene una zona destinada a equipos de ventilación y aire acondicionado, además de los techos de las escaleras y ascensores. En el sótano se encuentran ubicados las cisternas y el cuarto de bombas.

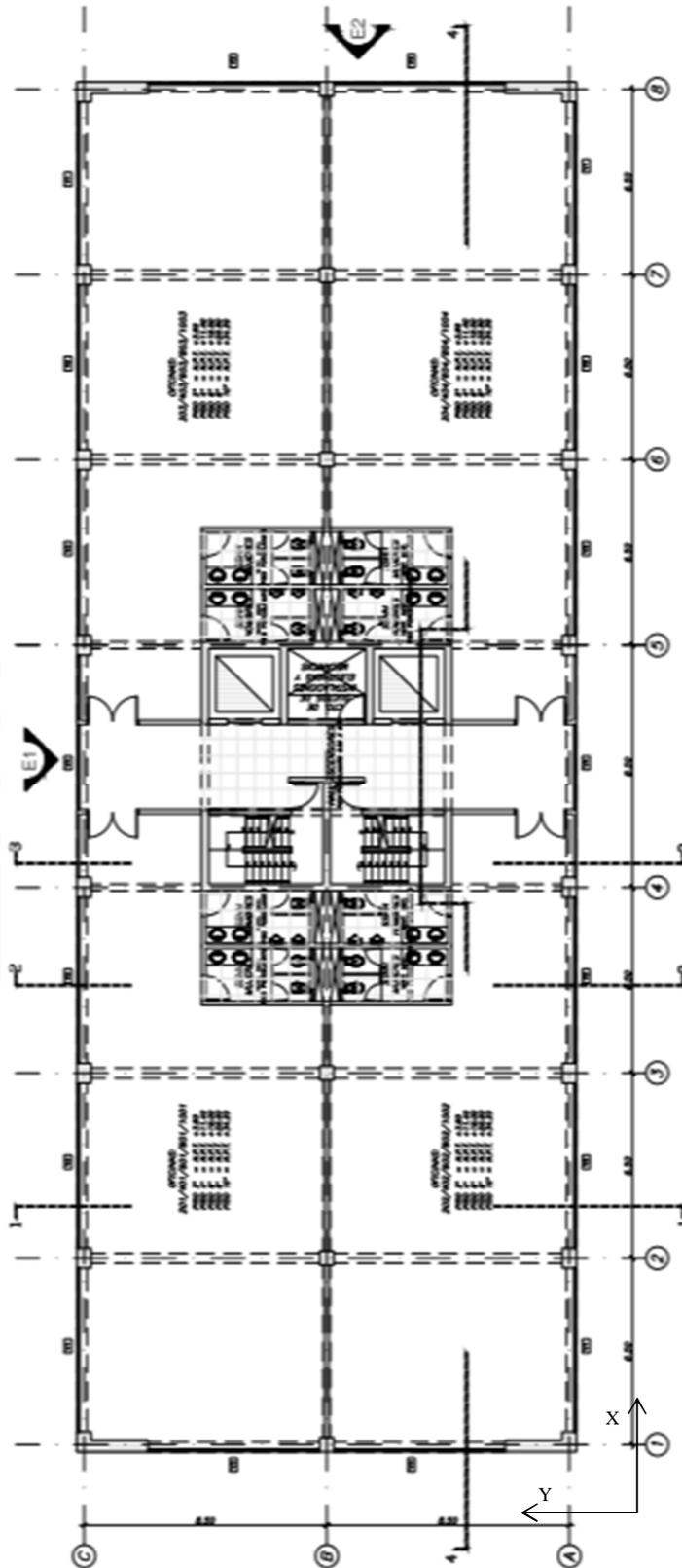


Figura 1 – Planta Típica de Arquitectura.

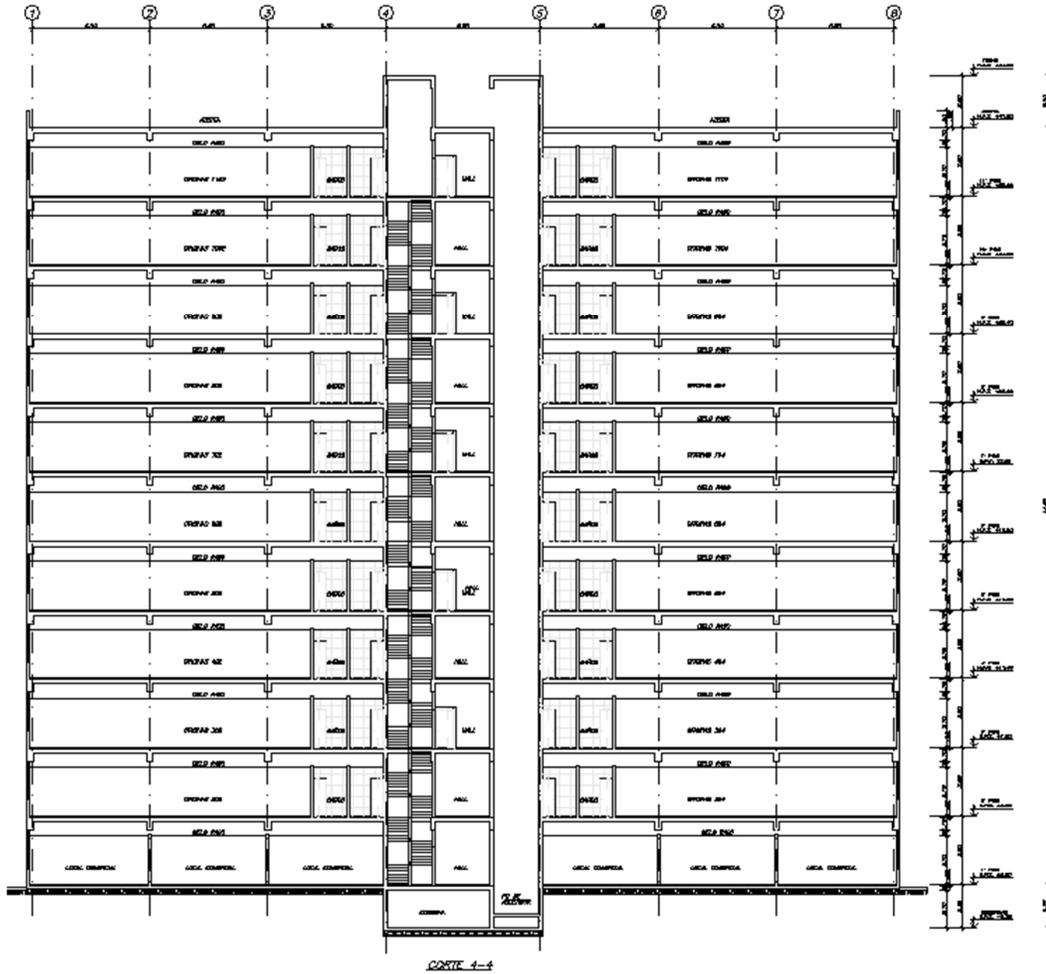


Figura 2 – Corte de Arquitectura.

La altura total de la edificación hasta el nivel de la azotea es de 41.80m. La altura de piso a piso de todos los niveles es de 3.80 m y se cuenta con un cielo raso para esconder las distintas instalaciones (**Figura 2**). La altura libre hasta el fondo del cielo raso es de 2.70m desde el piso terminado de cada nivel.

El edificio cuenta con dos escaleras, dos ascensores y un ducto para instalaciones ubicados en la zona central de la planta. Los ascensores no tendrán cuarto de máquinas.

### 1.3 Descripción del Proyecto de Estructuras.

El proyecto comprende el diseño estructural de una torre de oficinas de once pisos de concreto armado ubicada en la ciudad de Lima, distrito de Miraflores. El suelo

está conformado por una grava mal graduada con una presión admisible de 4.0 Kg/cm<sup>2</sup>. El área techada por piso es de 840m<sup>2</sup> y el área techada total del proyecto es aproximadamente de 9,445m<sup>2</sup>. La altura de piso a piso es de 3.80m y la altura total de la edificación hasta el nivel de la azotea es de 41.80m.

Dado que el edificio forma parte de un centro comercial y los límites de propiedad del terreno se encuentran lejos del área del proyecto, no ha habido necesidad de desarrollar sótanos para estacionamientos (estos se encuentran en áreas comunes del centro comercial). Además, al no tener edificaciones vecinas cercanas no se ha requerido colocar zapatas excéntricas en el perímetro ni es necesario evaluar las juntas de separación sísmica.

Las alternativas de techado consideran el uso de losas aligeradas y losas macizas de diferentes peraltes apoyadas en vigas perimetrales, con y sin vigas intermedias a fin de evaluar la alternativa más económica y práctica. Las vigas tienen 70cm de peralte y las columnas son de sección 50x50cm ó 50x70cm.

En la zona central del edificio, donde se encuentran las escaleras y ascensores, se tienen placas de concreto armado de 25cm de espesor que proporcionan resistencia y rigidez lateral ante acciones laterales de sismo.

El proceso de trabajo seguido fue:

- Se realizó una estructuración preliminar en base al predimensionamiento de los elementos estructurales.
- Con la estructuración se efectuó un análisis sísmico preliminar de acuerdo a los lineamientos de la Norma Sísmica vigente, verificando que se cumplan con las derivas máximas que permite el reglamento y que los principales elementos estructurales que soportan cargas sísmicas no sobrepasen su capacidad máxima por esfuerzos de flexión y corte.
- Luego se procedió al análisis y diseño estructural de cuatro alternativas distintas de techado para los paños típicos, para elegir la opción más conveniente según su costo directo, uso y proceso constructivo.
- Finalmente se desarrolló el análisis sísmico final de acuerdo al sistema de techado escogido y se llevó a cabo el diseño de todos los elementos estructurales de la edificación de acuerdo a los lineamientos de las Normas Técnicas de Estructuras vigentes.

## 1.4 Reglamentos, Cargas de Diseño, Requisitos de Resistencia y Servicio y Materiales.

### a) *Reglamentos Empleados.*

Se emplearon las siguientes normas del Reglamento Nacional de Edificaciones:

- Norma E.020 Cargas (**Referencia 1**)
- Norma E.030 Diseño Sismoresistente (**Referencia 2**)
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones (**Referencia 3**)
- Norma E.060 Concreto Armado (**Referencia 4**)
- Norma E.070 Albañilería (**Referencia 5**).

### b) *Cargas de Diseño.*

Son las fuerzas u otras acciones que resulten del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medioambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos.

Se consideraron los siguientes tipos de cargas:

- Las Cargas Muertas (CM) son el peso propio de los elementos estructurales, tabiques, acabados y otros elementos que soporta la estructura que se mantienen constantes en magnitud y fijos en posición.
- Las Cargas Vivas (CV) son el peso de los ocupantes, equipos, muebles y otros elementos móviles. La Norma Técnica E.020 establece cargas vivas mínimas repartidas según el uso de la estructura.
- Las Cargas de Sismo (CS) son aquellas que se generan debido a la acción del sismo sobre la estructura y se calculan en base a la Norma Técnica E.030.
- Las Cargas por Presión de Suelos (CE) son aquellas que se generan por el efecto del peso y el empuje lateral de suelos.
- Las Cargas por Presión de Líquidos (CL) son aquellas que se generan por el efecto del peso y el empuje lateral de líquidos con densidades bien definidas y alturas máximas conocidas.

Todos los elementos estructurales de una edificación deben ser capaces de soportar las cargas que se le apliquen, tanto por resistencia como por servicio según las combinaciones de cargas establecidas por el reglamento.

**c) Requisitos de Resistencia y Servicio.**

La estructura y sus elementos estructurales han sido diseñados empleando el método de *Diseño por Resistencia*, verificando que cumplan con los requerimientos generales de resistencia. Luego se verificó que los elementos estructurales tengan un comportamiento adecuado para cargas de servicio, verificando que cumplan con los requerimientos generales de servicio.

El método de *Diseño por Resistencia* consiste en diseñar los elementos estructurales amplificando las cargas de diseño con factores de carga y reduciendo la resistencia nominal mediante factores de reducción, de manera que cada sección de los elementos cumpla con que la Resistencia de Diseño  $\Phi R_n$  sea mayor o igual que la Resistencia Requerida  $R_u$ :

$$\Phi R_n \geq R_u$$

Dónde:

- $\Phi$ : Factor de Reducción de Resistencia, de acuerdo al tipo de solicitación.
- $R_n$ : Resistencia Nominal de la sección.
- $R_u$ : Resistencia Requerida, con las combinaciones de cargas amplificadas.

Este método tiene como objetivo proporcionar un Factor de Seguridad **FS** a la resistencia de las secciones del orden del valor de las Combinaciones de Cargas Actuantes Amplificadas **U**, dividido entre el Factor de Reducción de Resistencia  $\Phi$ :

$$FS = U / \Phi$$

La Norma Técnica E.060 establece las combinaciones de cargas actuantes:

- $U1 = 1.4CM + 1.7CV$
- $U2 = 1.25 (CM + CV) \pm CS$
- $U3 = 0.9CM \pm CS$
- $U4 = 1.4CM + 1.7CV + 1.7 CE$
- $U5 = 1.4 CM + 1.7CV + 1.4 CL$

De manera similar, la Norma también establece los factores de reducción:

- Flexión sin carga axial  $\Phi = 0.90$
- Tracción y flexo-tracción  $\Phi = 0.90$
- Compresión y flexo-compresión  $\Phi = 0.70$  (Cuando se usan estribos)
- Cortante y torsión  $\Phi = 0.85$

Los valores de  $\Phi$  dependen del tipo de esfuerzo al cual está solicitada la sección del elemento. Esta filosofía de la Norma se basa en que es preferible que las estructuras estén diseñadas para evitar fallas frágiles, ya que este tipo de falla es súbita, y no permite la distribución de esfuerzos hacia otros elementos. Por esta razón, se proporciona una sobrerresistencia a los elementos por fuerzas cortantes y por compresión, intentando que la sección falle antes por flexión o tracción que son fallas dúctiles. Además, se recomienda proporcionar mayor capacidad de resistir momentos a las columnas en relación a las vigas, para que las rótulas plásticas se formen en los extremos de las vigas y no en las columnas.

#### d) **Materiales.**

El material escogido para el proyecto es el concreto armado. El concreto es un material constituido por la mezcla de cemento, agua y agregado que tiene una alta resistencia a la compresión y una baja resistencia a la tracción, por lo que se refuerza este material con barras de acero embebidas formando el concreto armado.

Se utilizó un concreto con las siguientes características:

- Resistencia a la compresión ( $f'c$ ): 210 y 280 kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de Poisson ( $\nu$ ): 0.15
- Módulo de Elasticidad (E): 15,000  $\sqrt{f'c}$  kg/cm<sup>2</sup>
- Concreto  $f'c$  210 kg/cm<sup>2</sup>: 217000 kg/cm<sup>2</sup>
- Concreto  $f'c$  280 kg/cm<sup>2</sup>: 251000 kg/cm<sup>2</sup>

Los componentes del concreto armado son:

**Cemento Portland:** éste debe cumplir con las especificaciones indicadas por la Norma NTP 334.009.

**Agua:** el agua debe ser potable.

**Agregado:** éste debe cumplir con los requisitos impuestos la Norma NTP 400.037

**Armadura de acero:** constituida por barras de acero con superficie corrugada y debe cumplir con los requerimiento de la Norma NTP 341.031. El acero es de grado 60 ( $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>) y tiene las siguientes propiedades de acuerdo a la Norma ASTM A615:

- Esfuerzo de fluencia 4,200 kg/cm<sup>2</sup>
- Resistencia mínima a la tracción a la rotura 6,300 kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de Elasticidad 2'000,000 kg/cm<sup>2</sup>

## CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO Y PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### 2.1 Objetivos de la Estructuración.

Dado que el proyecto se encuentra ubicado en una región sísmica importante, resulta indispensable orientar una estructuración acorde con la arquitectura que, no sólo permita soportar las cargas de gravedad, sino también que tenga un buen comportamiento ante cargas laterales de sismo.

La filosofía de los Códigos Estructurales actuales se basa en que las estructuras sean capaces de resistir sismos leves sin daños y aceptan la posibilidad de daño estructural en sismos severos. Esto se basa en que la probabilidad de que ocurra un sismo severo durante la vida útil de la estructura es baja y la duración de la carga es pequeña, por lo que el diseño está orientado a evitar el colapso frágil de la estructura, pero aceptando la posibilidad de daños que luego puedan ser reparados.

La Norma Técnica de Diseño Sismoresistente E.030 establece cargas de sismo que son sólo una fracción de la fuerza máxima que recibiría la estructura durante un sismo severo. Esta reducción de la resistencia lleva a la estructura a sufrir daños durante un sismo severo y a tener un comportamiento del material fuera del rango elástico, por lo que es muy importante cumplir con los criterios de buena práctica que se exponen en el siguiente acápite para tener un comportamiento sísmico satisfactorio.

### 2.2 Criterios de Estructuración y Diseño.

Los principales criterios que se tomaron en cuenta para lograr una estructura sismo-resistente fueron los siguientes:

*Simplicidad y Simetría, Resistencia y Ductilidad, Hiperestaticidad y Monolitismo, Uniformidad y Continuidad de la Estructura, Rigidez Lateral adecuada en dos direcciones ortogonales, Diafragma Rígido competente en cada nivel del edificio, tratamiento adecuado de los Elementos No-Estructurales, Diseño correcto en Concreto Armado.*

De acuerdo al Capítulo 1: Filosofía del Diseño Sísmico y Criterios Generales de Estructuración y Diseño del libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado de Antonio Blanco Blasco (**Referencia 6**).

### 2.3 Descripción de la Estructuración.

La estructuración utilizada (**Figura 3**) se realizó de acuerdo a los objetivos y los criterios de estructuración descritos anteriormente con el propósito de garantizar un comportamiento adecuado frente a las cargas de gravedad y sismo durante la vida útil del edificio.

Para tener adecuada rigidez lateral y resistencia se ha aprovechado el núcleo central de escaleras y ascensores para formar dos grandes muros de corte de concreto armado en forma de “C”. Estos elementos son simétricos y de gran inercia, por lo que tomarán gran parte de las fuerzas de sismo de la estructura para las dos direcciones de análisis y son los elementos principales ante cargas de sismo.

Adicional al núcleo central de escaleras y ascensores, se ha considerado proporcionar rigidez lateral mediante pórticos de concreto armado formados por columnas y vigas en el resto de la edificación. Dado que la planta es de forma rectangular alargada se tiene un comportamiento distinto en ambas direcciones de análisis. En una dirección se tendrán tres largos pórticos (en los ejes A, B y C) formados por columnas y vigas donde las fuerzas sísmicas se distribuirán uniformemente en todos los elementos de los pórticos. Para evitar problemas de torsión y controlar los desplazamientos laterales se ha considerado que las columnas de los pórticos perimétricos (ejes A y C) sean de mayor sección y que estén orientadas con su inercia principal en esta dirección. En la dirección perpendicular se tienen seis pórticos cortos (en los ejes 1, 2, 3, 6, 7 y 8) donde se tendrán mayores cargas axiales de sismo. En este caso se ha considerado colocar dos pequeños muros de corte en cada pórtico de los extremos laterales a fin de impedir la torsión en planta de la estructura. De esta manera, se busca evitar los posibles problemas de torsión que podría tener una edificación relativamente alta y de gran masa con un núcleo central muy rígido, pero sin rigidez lateral en el perímetro.

Se ha mantenido los espesores de los muros de corte en toda la altura a fin de mantener una adecuada uniformidad y continuidad de la estructura.

Debido a que las escaleras y los ductos de los ascensores representan huecos en planta, se tiene una discontinuidad en el diafragma en la zona central, por lo que se ha decidido utilizar una losa maciza de concreto armado en esta zona a fin de garantizar el diafragma rígido de la estructura.

Se ha considerado que la tabiquería se encuentra separada 1" de la estructura, ya que la altura de piso a techo es alta y los tabiques solo llegarán hasta el nivel de cielo raso. Si los tabiques no estuvieran aislados se formarían columnas cortas en las uniones tabique – columna y se alteraría la rigidez de la edificación.

Paras las cargas de gravedad se analizaron cuatro alternativas de techado distintas para los paños típicos (entre ejes 1 - 4 y 5 - 8). Se consideró el uso de losas aligeradas y losas macizas de diferentes peraltes apoyadas en vigas perimetrales, con y sin vigas intermedias. El área total de estos paños en todo el proyecto es del orden del 80% del área total, por lo que el sistema de techado es una variable importante que influye en el costo del proyecto.

## 2.4 Predimensionamiento de los Elementos Estructurales.

Para el predimensionamiento de los elementos principales: losas, vigas, columnas y muros de corte se siguieron las recomendaciones señaladas en el Capítulo 2: Elementos Estructurales (**Referencia 6**).

**Losas.** Las losas son los elementos estructurales que forman los pisos y techos de una edificación, su función es transmitir las cargas de gravedad hacia las vigas y lograr formar un diafragma rígido en el plano para unir todos los pórticos de la estructura ante cargas laterales de sismo. En el proyecto se utilizan losas macizas de concreto armado y losas aligeradas. Las losas aligeradas son de sección típica utilizada en el Perú. Las losas son sometidas a esfuerzos de flexión y corte.

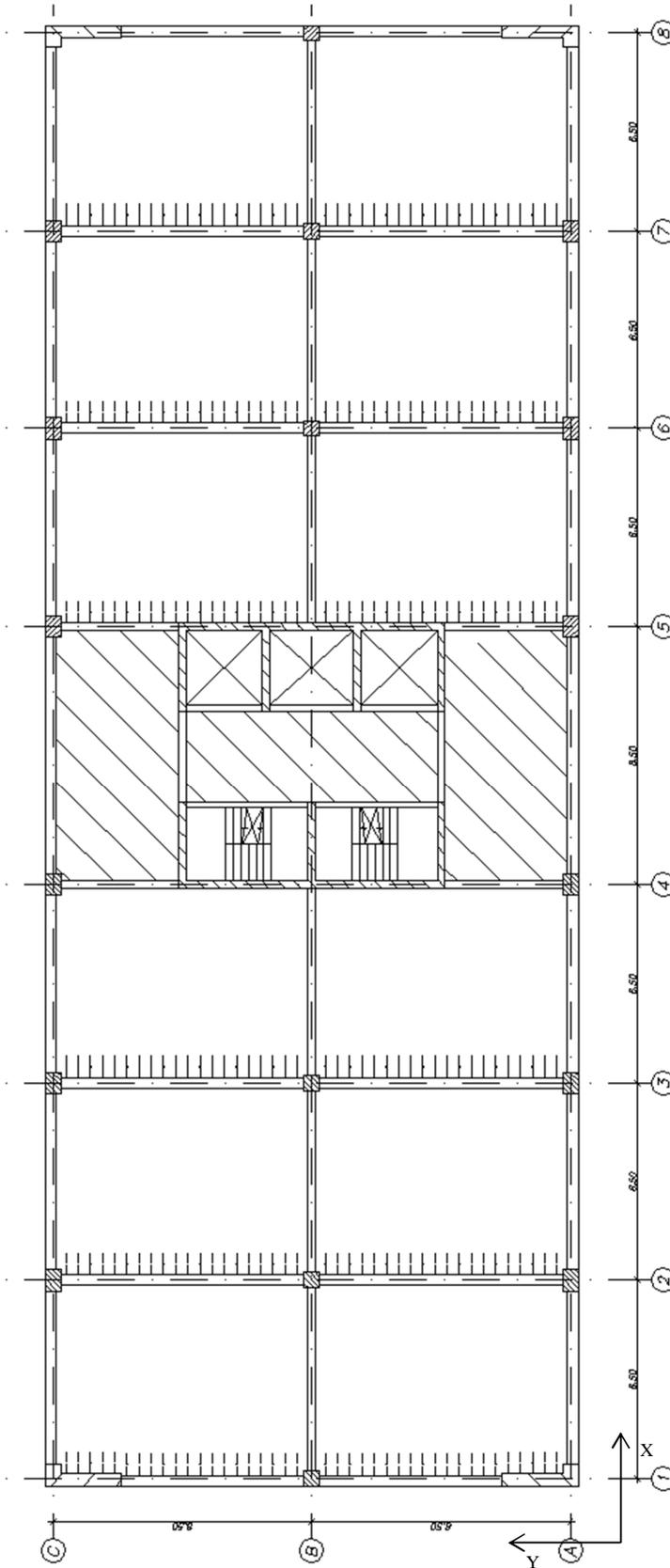


Figura 3 - Planta Típica de Estructuras.

- **Predimensionamiento de losas aligeradas armadas en una dirección sin viga intermedia.** Se decidió emplear una losa aligerada de 25 cm de espesor, según el siguiente criterio basado en la luz libre entre apoyos para losas aligeradas:
  - $\text{Espesor} \geq \text{Luz Libre} / 25 = 620 / 25 = 24.80 \text{ cm}$
  
- **Predimensionamiento de losas aligeradas armadas en una dirección con viga intermedia.** Se decidió emplear una losa aligerada de 20 cm de espesor, según el siguiente criterio basado en la luz libre entre apoyos para losas aligeradas:
  - $\text{Espesor} \geq \text{Luz Libre} / 25 = 400 / 25 = 16 \text{ cm}$
  
- **Predimensionamiento de losas macizas armadas en dos direcciones sin viga intermedia.** Se decidió emplear una losa maciza de 18cm de espesor armada en dos direcciones, en base a la longitud del perímetro del paño:
  - $\text{Espesor} \geq \text{Perímetro} / 180 = 2900 / 180 = 16.1 \text{ cm.}$
  
- **Predimensionamiento de losas macizas armadas en dos direcciones con viga intermedia.** Se decidió emplear una losa maciza de 12cm de espesor armada en dos direcciones, en base a la longitud del perímetro del paño:
  - $\text{Espesor} \geq \text{Perímetro} / 180 = 2020 / 180 = 11.2 \text{ cm.}$
  
- **Predimensionamiento de losas macizas en zona central (núcleo de ascensores y escaleras).** Se decidió emplear una losa maciza de 20cm de espesor armado en una dirección debido a que en esta zona se debe asegurar el comportamiento del diafragma rígido de toda la losa de entrepiso.
  
- **Predimensionamiento de la escalera.** La escalera está conformada por tres tramos principales iguales de siete contrapasos y dos tramos intermedios de un contrapaso cada uno, para cubrir una altura típica de 3.80m el contrapaso típico es de 0.165 m de altura y sus pasos son de 0.25 m de longitud.

Se decidió emplear un espesor de garganta de 15cm, según el siguiente criterio basado en la luz libre entre apoyos para losas macizas:

- $\text{Espesor} \geq \text{Luz Libre} / 30 = 420 / 30 = 14\text{cm.}$

**Vigas.** Las vigas son los elementos estructurales que reciben las cargas de gravedad de la losas y las transmiten a las columnas o muros de corte. Al tener una viga entre columnas o muros de corte, se forman pórticos que poseen rigidez lateral y por consiguiente toman fuerzas sísmicas. Las vigas son sometidas a esfuerzos de flexión y corte. En el proyecto se han agrupado las vigas de acuerdo a su función, teniendo vigas con las siguientes características:

- **Vigas “principales”.** Estas vigas trabajan por cargas de gravedad, aunque también toman cargas menores de sismo. Tienen una luz libre de 8.00m y se encuentra alineadas en la dirección Y-Y en los ejes 2, 3, 6 y 7. Dada la luz y las cargas de gravedad que toman estas vigas se seleccionó una sección de 35x70cm.
- **Vigas “secundarias”.** Se apoyan en las vigas principales y trabajan únicamente ante cargas de gravedad. Tienen una luz libre de 6.20m aproximadamente y se eligió una sección de 25x60cm (10cm menor al peralte de las vigas principales) para que evitar el congestionamiento de las barras de acero en la parte inferior de las vigas.
- **Vigas “perimetrales”.** Coinciden con los ejes A, C, 1 y 8 de la estructura y tienen luces que varían entre 5.80, 6.00 y 7.80m. Estas vigas toman cargas de gravedad y de sismo, y al formar los pórticos perimétricos de la estructura, que son los que impiden la torsión en la planta ante cargas de sismo, se les proporcionó una inercia importante considerando una sección igual a las vigas principales.
- **Vigas “interiores”.** Son las vigas que se encuentran en el eje B en la dirección X-X. Estas vigas tienen luces de 6.00m y toman cargas menores tanto de gravedad como de sismo, por lo que se consideró una sección de 25x70cm.
- **Vigas “sísmicas”.** Se encuentran entre los muros de corte del núcleo de ascensores y escaleras y los conectan entre sí, por lo que estas vigas toman altas cargas de sismo. Se optó por una sección de 25x70cm del mismo espesor que las placas, teniendo especial cuidado en la etapa de diseño de que las fuerzas sísmicas no sobrepasen la resistencia máxima de la sección.

Para el cálculo de las dimensiones de las vigas se emplearon los siguientes criterios, considerando las vigas más esforzadas y de mayor luz libre:

- Peralte = Luz Libre / 10 o = Luz Libre / 12 = 800/10 o 800/12 = 80 - 66cm

Se escogió un peralte de 70 cm para todas las vigas del proyecto, ya que la diferencia entre sus luces libres no justifica un cambio de peralte, además de ser inconveniente para el proceso constructivo. Para las vigas secundarias se decidió un peralte menor para facilitar el armado de las vigas.

- Ancho de vigas =  $0.3 \text{ Peralte de Viga}$  o  $0.5 \text{ Peralte de Viga} = 0.3 \times 70$  o  $0.5 \times 70 = 21 - 35\text{cm}$

Los anchos de vigas elegidos fueron de 25 y 35cm según los niveles de esfuerzos y requerimientos de inercia de las vigas. Para las vigas que unen los muros de corte del núcleo de ascensores y escalera se optó por un ancho de 25cm el mismo que el espesor de los muros para facilitar el armado.

**Columnas.** Las columnas son elementos estructurales verticales que toman las cargas de gravedad de las vigas y los transmiten a la cimentación. Al formar pórticos con las vigas son elementos muy importantes desde el punto de vista sísmico. Estos elementos son sometidos a esfuerzos de flexión y compresión. En el proyecto se han agrupado las columnas de acuerdo a su función, teniendo columnas con las siguientes características:

a) **Columnas “interiores”.**

Las columnas interiores se encuentran ubicadas en la intersección del eje B con los ejes 2, 3, 6 y 7 y trabajan principalmente a esfuerzos de compresión. Dado que son los elementos que tienen la mayor área tributaria en el proyecto, se tendrá especial cuidado en balancear el diseño considerando tener una sección de dimensiones de acuerdo a la arquitectura planteada y una resistencia característica del concreto acorde con los requerimientos del resto de elementos.

Para dimensionar las columnas se empleó el siguiente criterio evaluando la carga axial en cada piso, considerando una carga en servicio de  $1\text{ton/m}^2$  y una sección de columnas de 50x100cm, 50x70cm y 50x50cm:

- Área bruta =  $\text{Carga en servicio} / 0.45 f'c$

Piso	Área bruta (cm <sup>2</sup> )	Carga acumulada en servicio (Ton)	f'c (Kg/cm <sup>2</sup> )	Sección elegida (cm)	f'c elegido (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	5,000	607.75	270	50x100	280
2	5,000	552.50	246	50x100	280
3	5,000	497.25	221	50x100	280
4	5,000	442.00	196	50x100	280
5	5,000	386.75	172	<b>DISMINUIR SECCION</b>	

**Tabla 1:** Predimensionamiento de columnas interiores

Considerando una sección fija de 50x100cm

Piso	Área bruta (cm <sup>2</sup> )	Carga acumulada en servicio (Ton)	f'c (Kg/cm <sup>2</sup> )	Sección elegida (cm)	f'c elegido (Kg/cm <sup>2</sup> )
4	3,500	442.00	281	<b>CRECER SECCION</b>	
5	3,500	386.75	246	50x70	280
6	3,500	331.50	210	50x70	280
7	3,500	276.25	175	50x70	210
8	3,500	221.00	98	<b>DISMINUIR SECCION</b>	

**Tabla 2:** Predimensionamiento de columnas interiores

Considerando una sección fija de 50x70cm

Piso	Área bruta (cm <sup>2</sup> )	Carga acumulada en servicio (Ton)	f'c (Kg/cm <sup>2</sup> )	Sección elegida (cm)	f'c elegido (Kg/cm <sup>2</sup> )
7	2,500	276.25	246	<b>CRECER SECCION</b>	
8	2,500	221.00	196	50x50	210
9	2,500	165.75	147	50x50	210
10	2,500	110.50	98	50x50	210
11	2,500	55.25	49	50x50	210

**Tabla 3:** Predimensionamiento de columnas interiores

Considerando una sección fija de 50x50cm

Se eligió esta distribución en altura de la sección transversal de la columna y resistencia característica del concreto utilizando los siguientes criterios: tener cuantías de refuerzo menores al 4%, considerar cambios de sección cada 3 o 4

pisos para evitar sobredimensionar los elementos sin producir un cambio de rigidez brusco en altura y no cambiar la sección y la resistencia del concreto en un mismo nivel.

**b) Columnas “exteriores”.**

Las columnas exteriores se encuentran ubicadas en el perímetro de la edificación. Estos elementos tienen un área tributaria menor a las columnas interiores y la sección escogida de 50x70cm es para dar mayor rigidez a los pórticos laterales y controlar los posibles efectos de torsión en planta ante un evento sísmico. La sección no ha sido escogida por carga axial, sin embargo al ser estas columnas exteriores de los pórticos principales (ejes 2, 3, 6 y 7) que tiene vigas de 8m de largo, estas columnas toman momentos de gravedad importantes y necesitan un tamaño adecuado para resistir este momento por flexo compresión y para garantizar el anclaje de los fierros de las vigas.

**Muros de Corte.** Los muros de corte son elementos estructurales que tienen una dimensión en una dirección muy larga en relación a su ancho, lo que brinda a este tipo de elementos gran rigidez lateral y resistencia en su dirección principal. Esta gran rigidez ocasiona que estos muros terminen absorbiendo la mayor parte de las fuerzas de sismo. En el proyecto los muros de corte han sido ubicados en el núcleo de ascensores y escalera en la parte central de la edificación, orientados en ambas direcciones principales y manteniendo una correcta simetría entre ellos para así evitar problemas de torsión en planta por cargas sísmicas. Adicionalmente se ha considerado colocar dos muros de corte más en cada extremo de la edificación en los ejes 1 y 8 orientados en la dirección Y-Y a fin de evitar problemas de torsión en planta por tener un planta alargada y poder controlar adecuadamente las deformaciones sísmicas.

Se han considerado un ancho de 25cm para los muros de corte del núcleo central y 40cm de ancho para los muros perimetrales. Con estos valores y con el análisis sísmico del edificio se verificará que los desplazamientos laterales se encuentren dentro del rango admitido por la Norma de Diseño Sismoresistente E.030 y que los muros de corte tengan suficiente resistencia por flexo compresión y cortante de acuerdo a la Norma de Concreto Armado E.060.

## 2.5 Resistencia Característica del Concreto

Se utilizaron las siguientes resistencias características del concreto ( $f'c$ ) para los elementos estructurales del edificio:

- Cimentación:  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- Columnas y Muros de Corte:  
(1° al 6° Piso)  $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$   
(7° a Azotea)  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- Losas, Escaleras y Vigas:  
(Todos los Pisos)  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

## 2.6 Estructuración de Planta Típica de Estructura:

De acuerdo a lo desarrollado en el presente capítulo se muestra el encofrado de un piso típico de estructuras (**Figura 4**). En esta planta se tiene:

- Losa aligerada de 25cm de espesor (zona sin achurar)
- Losa maciza de 20 cm de espesor (zona achurada)
- Vigas de 35x70cm (principales y perimetrales)
- Vigas de 25x70cm (secundarias y sísmicas entre placas)
- Columnas de 50x100 cm (interiores , pisos 1 a 4)
- Columnas de 50x70 cm (interiores , pisos 5 a 7)
- Columnas de 50x50 cm (interiores , pisos 8 a 11)
- Columnas de 50x70 cm (exteriores)
- Placas de 25 cm de espesor (núcleo central de escaleras y ascensores)
- Placas de 40 cm de espesor (perimetrales)

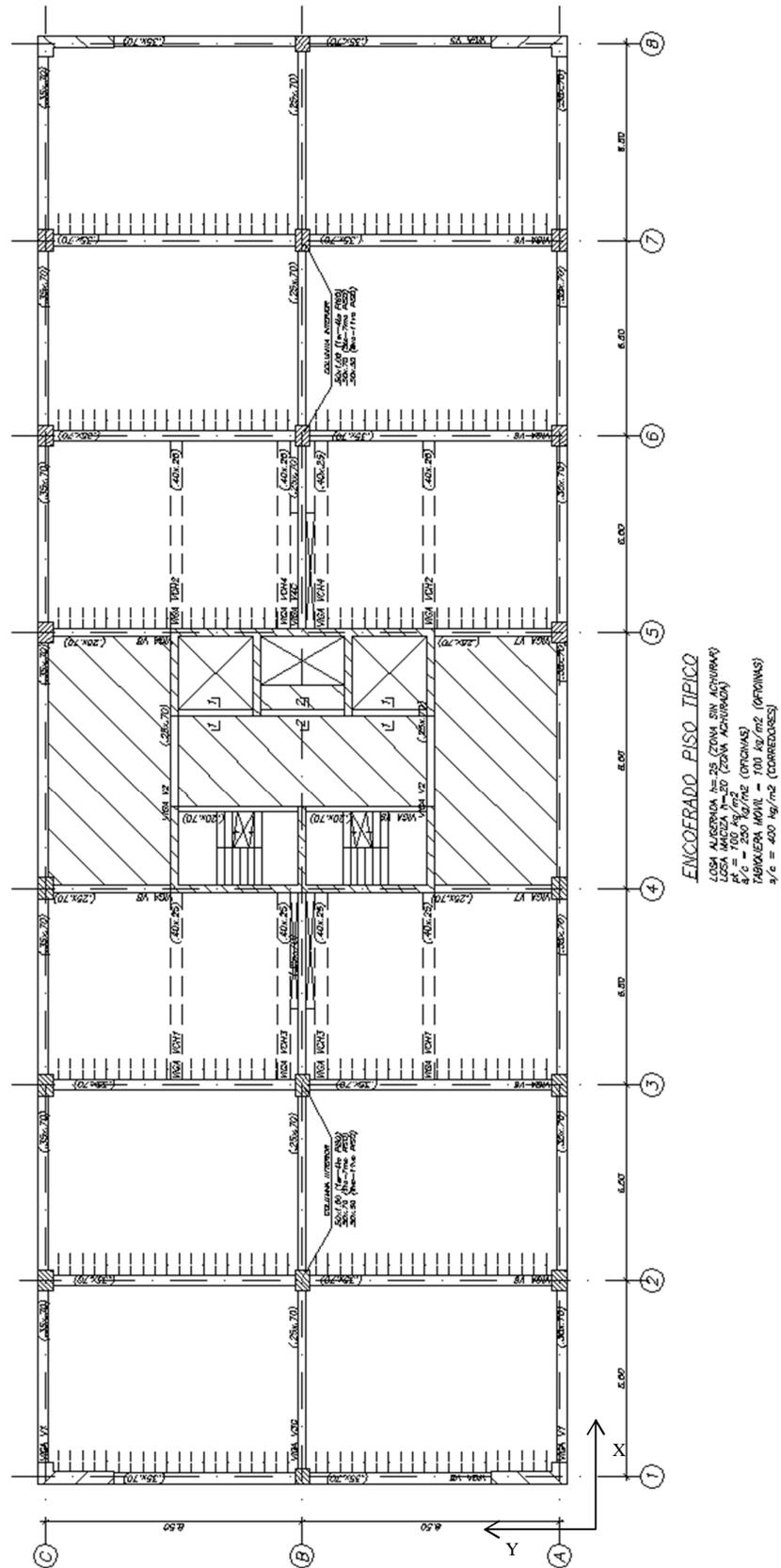


Figura 4 - Planta Típica de Estructuras con el Predimensionamiento de Elementos.

## CAPÍTULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO PRELIMINAR

### 3.1 Objetivos.

El objetivo del análisis sísmico preliminar es estimar el comportamiento sísmico del edificio de once pisos según los lineamientos de la Norma de Diseño Sismoresistente E.030 y evaluar si la estructuración y el predimensionamiento inicial son adecuados.

Se verificará que la estructura cumpla con los desplazamientos o derivas máximas de entrepiso que admite la Norma Técnica E.030 y que los principales elementos sísmicos (muros de corte y vigas sísmicas) tengan una adecuada resistencia para soportar los esfuerzos a los que están exigidos, según los lineamientos de la Norma de Concreto Armado E.060.

### 3.2 Simplificaciones.

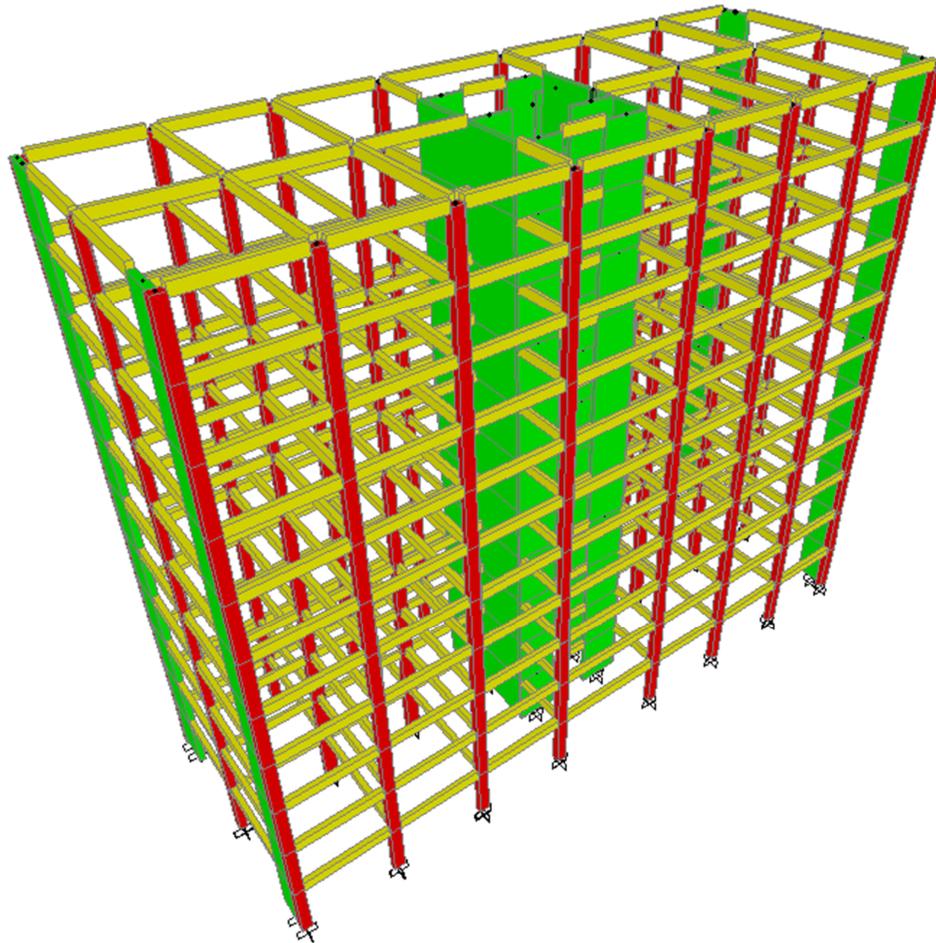
Debido a que se está realizando un modelo preliminar de la estructura, se realizaron las siguientes simplificaciones a fin de facilitar el análisis y la idealización de la estructura:

- Se consideró un peso distribuido de 1.0 Ton/m<sup>2</sup> para todos los niveles de la estructura.
- No se incluyó en el análisis los techos de las escaleras y ascensores.
- Dada la simetría y la adecuada estructuración, no se verificó la regularidad o irregularidad de la estructura.
- Se ubicó la masa en el centro de la planta, sin considerar la excentricidad accidental que indica la Norma Técnica E.030.
- Se asumió un concreto con  $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$  para todos los elementos.
- Se consideró las secciones brutas de los elementos, no las secciones agrietadas.
- El apoyo en la base de las columnas y muros se tomó como empotrado.
- Se asumió un coeficiente de reducción de las solicitaciones sísmicas "R" de 6 en ambas direcciones correspondiente a un sistema estructural de concreto armado de muros estructurales. Para esta instancia, no se verificó si las columnas de los pórticos se llevan menos del 25% del cortante total en la base.

### 3.3 Modelo del Edificio.

Se utilizó el programa SAP 2000 Advanced 14.0.0 para realizar el modelo sísmico del edificio que permita realizar el análisis dinámico de la estructura. En el programa se trabajó con elementos tipo “frame” que son elementos lineales capaces de tomar esfuerzos axiales, cortantes y flectores.

El modelo fue idealizado mediante el método de pórticos planos y se realizó un análisis dinámico pseudotridimensional de la estructura. Los pórticos planos son pórticos que sólo trabajan en su dirección principal, ya que no tienen rigidez en la dirección perpendicular. El modelo contempla el uso de este tipo de pórticos independientes en ambas direcciones, pero unidos entre sí a través del diafragma rígido de cada nivel. Las masas de cada nivel son colocadas como parte del diafragma, lo que permite compatibilizar los desplazamientos en los pórticos y distribuir los esfuerzos en cada pórtico y sus elementos estructurales.



**Figura 5 – Modelo Sísmico Preliminar de la Estructura en SAP 2000.**

Se consideró un material con las siguientes características para simular el concreto armado de  $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ :

- Módulo de Elasticidad:  $E = 2'510,000 \text{ Ton/m}^2$
- Módulo de Poisson:  $\sigma = 0.15$
- Módulo de Corte:  $G = 99,000 \text{ Ton/m}^2$

Se calculó la masa traslacional, la inercia rotacional y el peso total de la estructura mediante las dimensiones de la planta y el número de pisos del edificio:

- Masa traslacional por piso:  $m = 85.63 \text{ Ton} \times \text{seg}^2 / \text{m}$
- Inercia rotacional por piso:  $rt = 18,626 \text{ Ton} \times \text{seg}^2 \times \text{m}$
- Peso Total:  $P = 9,240 \text{ Ton}$

### 3.4 Parámetros Sísmicos.

La Norma de Diseño Sismoresistente E.030 establece que el análisis dinámico de edificaciones convencionales puede realizarse por procedimientos de superposición modal espectral. El criterio de superposición escogido para el análisis es el "CQC" combinación cuadrática completa. Para realizar el análisis dinámico es necesario definir un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones ( $S_a$ ) siguiendo la expresión:

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

Dónde:

- **Factor de Zona (Z).** El edificio se ubica en Lima, que pertenece a la denominada Zona 3 cuyo factor de zona "Z" es igual a 0.4. Este valor representa la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años.
- **Coefficiente de Uso (U).** El edificio será destinado a oficinas por lo que se clasifica como "Categoría C Edificaciones Comunes". A esta categoría de estructuras le corresponde un factor de uso "U" de 1.0.
- **Factor de Amplificación Sísmica (C).** Según las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica "C" como:

$$C = 2.5 \times \frac{T_p}{T} ; C \leq 2.5$$

Dónde:

- $T_p$ : Período fundamental de vibración del suelo.
- $T$ : Período fundamental de la estructura para cada dirección.

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración del suelo.

- **Parámetros de Suelo (S) y (Tp).** El edificio se encuentra en Miraflores, Lima; sobre un “buen” suelo de presión admisible 4.0 Kg/cm<sup>2</sup> compuesto por una grava mal graduada típica de la zona. A este tipo de suelos muy rígidos corresponde un perfil tipo “S<sub>1</sub>” cuyos parámetros son un período fundamental de vibraciones del suelo “Tp” igual a 0.4 segundos y un factor de suelo “S” de 1.0.

- **Coefficiente de Reducción (R).** El edificio ha sido estructurado en base a pórticos y muros de corte de concreto armado. De acuerdo a las dimensiones y densidades de muros de corte se ha considerado que el sistema estructural corresponde a muros estructurales de concreto armado a lo que corresponde un coeficiente de reducción “R” igual a 6.0.

- **Gravedad (g).** Corresponde a la aceleración de la gravedad, cuyo valor numérico asumido es de 9.81m/s<sup>2</sup>.

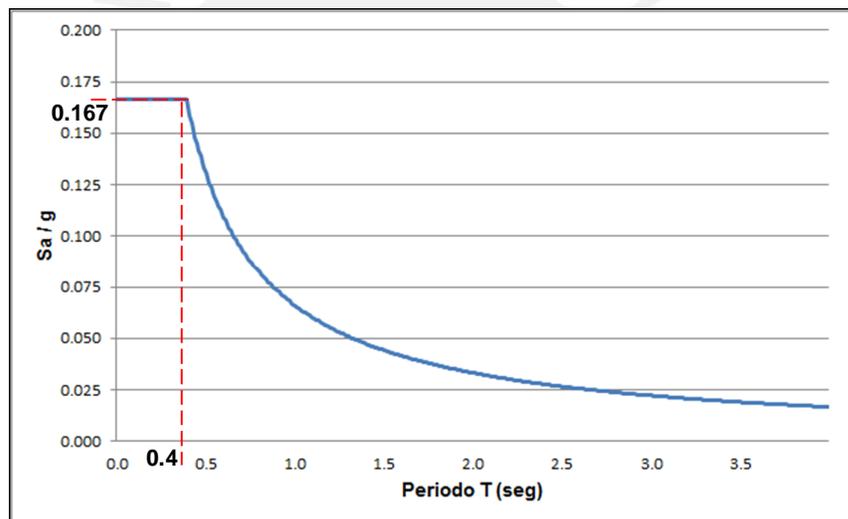


Figura 6 – Espectro de Pseudo-aceleraciones.

### 3.5 Resultados del Análisis Sísmico – Método Dinámico.

Luego de correr el modelo en el programa SAP2000, se obtuvieron los siguientes resultados del análisis dinámico de la edificación. Se intentó comparar los valores numéricos obtenidos del programa con valores calculados con fórmulas simples a fin de verificar que el análisis realizado sea correcto y no hayan existido errores al modelar la estructura.

### a) Modos de vibración.

Se obtuvieron los siguientes periodos fundamentales de los modos de vibración predominantes del modelo:

Modo	T (s)	Porcentaje de Masa Participativa		Tipo de movimiento
		En "X"	En "Y"	
1	1.42	72%	0	Traslación (X)
2	1.34	0	0	Rotación
3	0.94	0	69%	Traslación (Y)
4	0.39	14%	0	Traslación (X)
5	0.36	0	0	Rotación
6	0.22	0	19%	Traslación (Y)
Acumulado:		86%	88%	

**Tabla 4** Modos de Vibración y Periodos Fundamentales

Análisis Sísmico Preliminar

La Norma Técnica de Diseño Sismoresistente E.030 permite estimar el periodo fundamental de una edificación en base a la altura y al sistema sismoresistente mediante la siguiente expresión:

$$T = \frac{hn}{C_t} \quad (\text{T en segundos})$$

Dónde :

- hn: Altura total del edificio.
- Ct = 35: Pórticos; Ct = 45: Pórticos y cajas de ascensores o escaleras; Ct = 60: Muros de corte

Para estos valores se tiene:

- Edificio aporticado: T = 1.19s
- Edificio aporticado con cajas de ascensores o escaleras: T = 0.93s
- Edificio de muros de corte: T = 0.70s

Analizando los resultado obtenidos observamos que los periodos fundamentales calculados en el análisis dinámico son mayores a los que propone la fórmula de la Norma Técnica E.030. Esto se debe principalmente a que la altura de piso a piso del edificio es mayor a la altura típica del común de las edificaciones, por lo que es lógico pensar que la estructura sea más flexible. En el sentido X-X se tiene un periodo fundamental alto, por lo que se deberá comprobar que en esta dirección el

sistema estructural sismoresistente es de muros ( $R=6$ ) y no una combinación de muros y pórticos de concreto armado ( $R=7$ ). En la dirección Y-Y queda claro que el sistema estructural es de muros y valor de  $R$  escogido es adecuado. La planta prácticamente no presenta rotación en planta, como se muestra en la **(Tabla 4)** al no tener masa participativa los modos de rotación. Esto se debe a la buena estructuración y será verificado al realizar el modelo con la excentricidad accidental que propone el reglamento.

#### b) Desplazamientos y derivas de entrepiso.

En base al análisis dinámico y a la superposición modal se hallaron los desplazamientos elásticos e inelásticos de la estructura, según los lineamientos de la Norma Técnica E.030. Con estos valores se verifica que el edificio cumpla con no sobrepasar los valores máximos que establece el Reglamento, el cual indica que el desplazamiento de entrepiso (deriva) no sobrepase de 0.007 la altura de entrepiso. Se obtuvieron los siguientes desplazamientos inelásticos que cumplen con los requisitos descritos:

- $D_{REL\ MAX\ X} = 1.62\ cm$  ;  $0.007 \times h = 2.66\ cm$
- $D_{ABS\ MAX\ X} = 14.79\ cm$
- $D_{REL\ MAX\ Y} = 1.16\ cm$  ;  $0.007 \times h = 2.66\ cm$
- $D_{ABS\ MAX\ Y} = 10.48\ cm$

#### c) Fuerza cortante en la base del edificio.

Se obtuvieron las siguientes fuerzas cortantes en la base del edificio para ambas direcciones de análisis según el análisis dinámico y la superposición modal:

- $V_{DINX} = 400.2\ Ton$
- $V_{DINY} = 549.1\ Ton$

El valor mínimo de la fuerza cortante en la base deberá ser al menos el 80% del valor obtenido mediante el análisis estático para estructuras regulares. El cortante total en la base se calcula con la siguiente expresión:

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

Y el coeficiente  $C/R$  debe ser mayor a 0.125, según el análisis se tiene:

- $C_X = 0.70$  ;  $C_X / R = 0.117 \leq 0.125$
- $V_{ESTX} = 462\ Ton$  ;  $0.8 V_{ESTX} = 369.6\ Ton$
- $C_Y = 1.06$  ;  $C_Y / R = 0.177$
- $V_{ESTY} = 655\ Ton$  ;  $0.8 V_{ESTY} = 524.3\ Ton$

No es necesario amplificar los resultados del análisis dinámico, ya que se cumple con los mínimos requeridos por el Reglamento. En la dirección X del análisis los muros de corte toman un total de 320.6 Ton de fuerza cortante en la base, lo que representa un 80% del cortante total. Este valor es el mínimo para considerar adecuado el factor de reducción de 6 asumido.

**d) Fuerzas en elementos principales y verificación de su resistencia.**

Se verificó la resistencia de los elementos con mayores solicitaciones sísmicas, estos son las vigas que se encuentran entre los muros de corte en la dirección X y las placas en forma de C del núcleo de ascensores y escaleras en la dirección Y, de acuerdo al análisis dinámico realizado.

**Vigas Sísmicas**

Se verifica que las solicitaciones en la sección de la viga no sobrepasen su máxima resistencia por flexión ni por corte. Se tendrá especial cuidado en que el cortante sísmico sea 2.5 veces mayor a la capacidad por corte de la sección, ya que la Norma Técnica E.060 indica un factor de amplificación de 2.5 para verificar el cortante sísmico en este tipo de elementos.

Propiedades de la sección:

- $b = 25\text{cm}$  ;  $h = 70\text{cm}$  ;  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Capacidad de la sección por flexión:

Se calculó la resistencia nominal máxima de la sección a flexión " $\Phi M_n$ " considerando un refuerzo del orden del 75% del que produce la falla balanceada.

- $\Phi M_n_{0.75A_sB} = 66.83 \text{ Ton.m}$

Capacidad de la sección por corte:

Se calculó la resistencia nominal de la sección al corte " $\Phi V_n$ " considerando el aporte máximo de la resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante y la resistencia al cortante del concreto.

- $V_{n_{MAX}} = V_c + V_{s_{MAX}}$
- $V_c = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 14.19 \text{ Ton}$
- $V_{s_{MAX}} = 2.1 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 56.22 \text{ Ton}$
- $\Phi V_{n_{MAX}} = 59.85 \text{ Ton}$

Máximas fuerzas de sismo actuantes:

- $M_{SIS} = 30.31 \text{ Ton.m}$
- $V_{SIS} = 21.06 \text{ Ton} ; V_{SIS} \times 2.5 = 52.65 \text{ Ton}$

Por lo tanto podemos concluir que la sección de la viga es adecuada.

### **Muros de corte**

Se verifica que las solicitaciones en la sección de los muros de corte no sobrepasen su máxima resistencia por corte, considerando un factor de amplificación de 3 para la fuerza cortante sísmica. No se verifica la capacidad por flexo-compresión, ya que al ser una placa en forma de C la inercia es muy alta y la capacidad de colocar refuerzo en los brazos permite una capacidad por flexo-compresión muy elevada.

Propiedades de la sección:

- $b = 25\text{cm} ; l = 875\text{cm} ; f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Capacidad de la sección por corte:

Se calculó la resistencia nominal de la sección al corte " $\Phi V_n$ " considerando una sección horizontal en el plano del muro:

- $\Phi V_{n_{MAX}} = 2.6 \times \sqrt{f'c} \times 0.8l \times b$
- $\Phi V_{n_{MAX}} = 761.36 \text{ Ton}$

Máximas fuerzas de sismo actuantes:

- $V_{SIS} = 243.35 \text{ Ton} ; V_{SIS} \times 3 = 730.05 \text{ Ton}$

Por lo tanto podemos concluir que el espesor del muro de corte es adecuado y se cuentan con suficientes muros de corte para distribuir las fuerzas sísmicas.

## CAPÍTULO 4: ESTUDIO DE ALTERNATIVAS DE TECHADO

### 4.1 Introducción.

Entre los ejes 1 – 4 y 5 – 8 se tiene paños típicos repetitivos de 6.50 x 8.50m que representan un área de 687m<sup>2</sup> por cada nivel del proyecto. Ya que la estructura tendrá 11 pisos de altura, el sistema de techado a utilizar resulta un factor importante en el desarrollo del proyecto ya sea por costo directo, uso y/o proceso constructivo. Una diferencia de 20 Soles/m<sup>2</sup> en el costo directo de esta partida significa una variación de 150,000 Soles en el costo final del proyecto.

Por lo tanto se analizaron cuatro alternativas de techado distintas en base a losas aligeradas y losas macizas de diferentes peraltes apoyadas en vigas perimetrales, con y sin vigas intermedias. Estas fueron las siguientes:

#### 1. Opción 1) Losa maciza h=18cm.

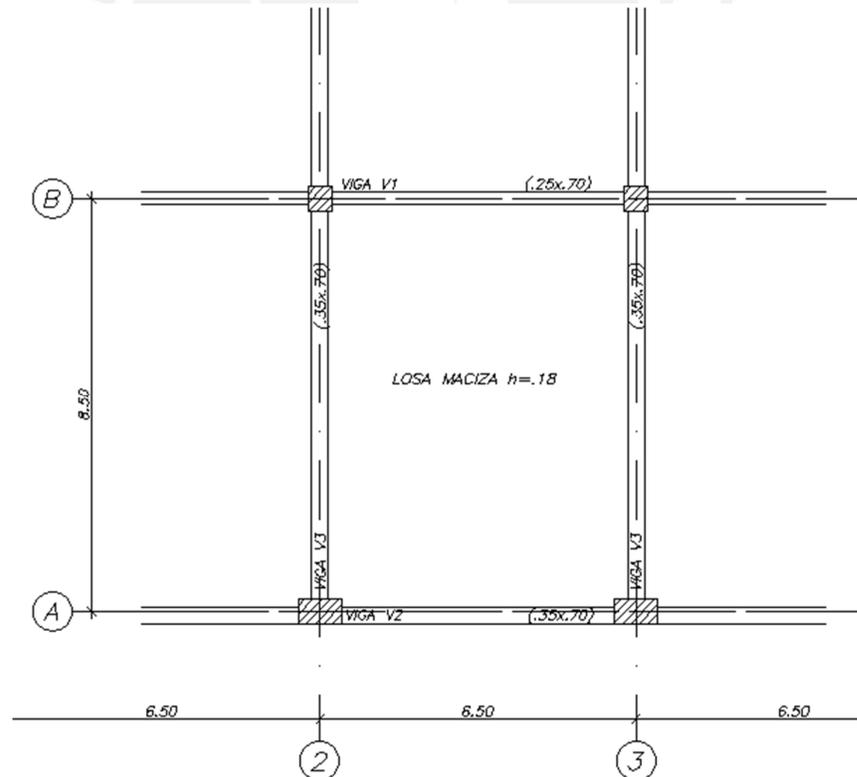


Figura 7 – Estructuración para losa maciza h=18cm.

2. Opción 2) Losa maciza h=12cm con viga intermedia.

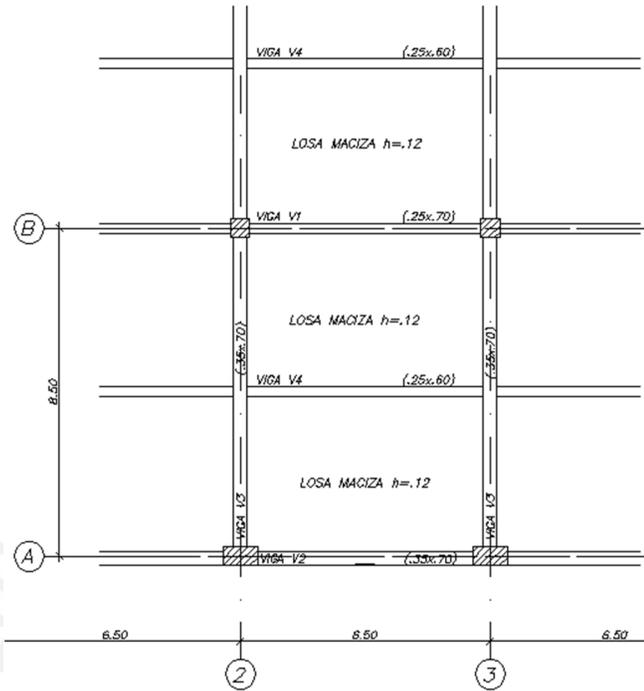


Figura 8 – Estructuración para losa maciza h=12cm con viga intermedia

3. Opción 3) Losa aligerada h=25cm.

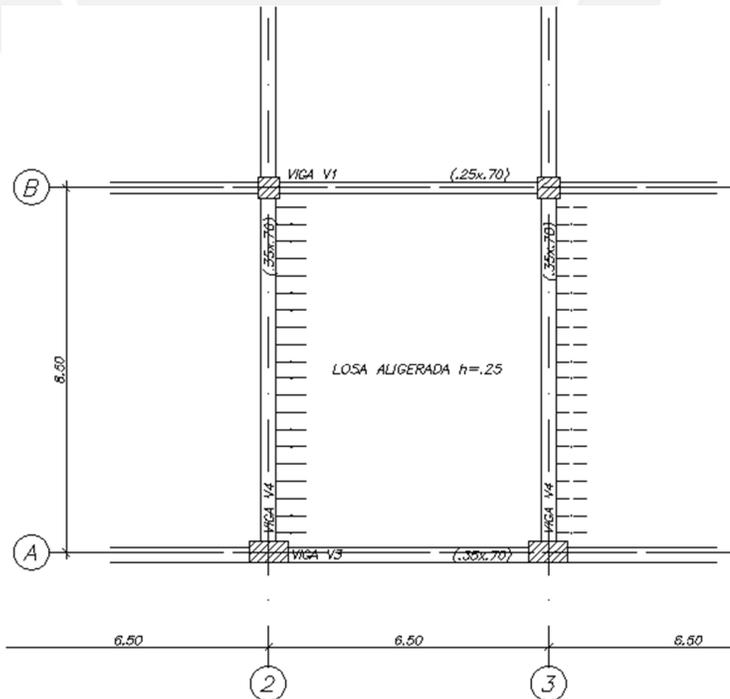


Figura 9 – Estructuración para losa aligerada h=25cm.



Se considera que la variable más importante es el costo directo, por lo que se ha realizado un metrado de insumos y un análisis de precios unitarios para cada alternativa de techado. Las variables restantes serán valoradas cualitativamente.

## 4.2 Cargas.

Se consideraron las siguientes cargas para el diseño de las losas y vigas de cada alternativa de techado. El predimensionamiento de las losas y vigas se encuentra en el *Capítulo 2*

### a) Cargas muertas.

- 1.) Losa maciza  $h=18\text{cm}$ ;  $w_{cm} = 432 \text{ kg/m}^2$
- 2.) Losa maciza  $h=12\text{cm}$ ;  $w_{cm} = 288 \text{ kg/m}^2$
- 3.) Losa aligerada  $h=25\text{cm}$ ;  $w_{cm} = 350 \text{ kg/m}^2$
- 4.) Losa aligerada  $h=20\text{cm}$ ;  $w_{cm} = 300 \text{ kg/m}^2$
- Piso terminado;  $w_{cm} = 100 \text{ kg/m}^2$

### b) Cargas vivas.

- Sobrecarga de oficinas;  $w_{cv} = 250 \text{ kg/m}^2$
- Tabiquería móvil;  $w_{cv} = 100 \text{ kg/m}^2$

### c) Cargas de sismo.

- En Vigas V1.  $M_{sis} = 12.3 \text{ Ton.m}$   
 $V_{sis} = 4.6 \text{ Ton}$
- En Vigas V2.  $M_{sis} = 15.3 \text{ Ton.m}$   
 $V_{sis} = 5.1 \text{ Ton}$
- En Vigas V3.  $M_{sis} = 7.0 \text{ Ton.m}$   
 $V_{sis} = 1.6 \text{ Ton}$

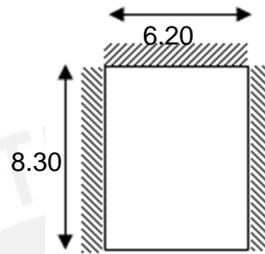
Las cargas muertas, vivas y de sismo se combinaron de acuerdo a los factores de amplificaciones descritos en el *Capítulo 1.4* para el diseño de losas y vigas.

## 4.3 Ejemplo de diseño de losas macizas.

Para el diseño de losas macizas se debe determinar si trabajan en una o dos direcciones, dependiendo de la relación entre lados del paño. Luego se establecen

las cargas muertas y vivas actuantes en el paño para proceder a calcular las fuerzas cortantes y momentos flectores en la sección mediante el análisis estructural del paño. Con las fuerzas calculadas se continua con el diseño en concreto armado de la losa determinando el acero de refuerzo por flexión y verificando la resistencia por corte.

Se presenta el ejemplo de diseño de la losa maciza de la opción 1.) Losa maciza  $h=18\text{cm}$ .



**Figura 11** – Modelo de losa maciza  $h=18\text{cm}$ .

La relación de lado mayor y lado menor del paño es menor a dos ( $8.30 / 6.20 = 1.34$ ) por lo que la losa trabaja en dos direcciones y tendrá momentos flectores en ambas direcciones de análisis.

El análisis estructural del paño se realiza de acuerdo al *Método de los Coeficientes para losas apoyadas en vigas o muros* de la Norma Técnica de Concreto Armado E.060, ya que el paño cumple con las limitaciones que se exigen para el uso del método.

Las cargas actuantes son:

- $w_u = 1,340 \text{ Kg/m}^2$  (Carga amplificada total)
- $w_{ud} = 745 \text{ Kg/m}^2$  (Carga muerta amplificada)
- $w_{ul} = 595 \text{ Kg/m}^2$  (Carga viva amplificada)

El *Método de los Coeficientes* establece valores numéricos para calcular los momentos positivos y negativos de losas que trabajan en dos direcciones de acuerdo al tipo de apoyo de los bordes de la losa (continuo o discontinuo) y la relación de lados del paño. Con los coeficientes, las cargas actuantes y la luz libre se calculan los momentos negativos y positivos en la losa. El método también permite calcular las fuerzas cortantes mediante una expresión simple.

### a) Diseño por flexión.

El diseño por flexión se realiza considerando una sección rectangular de un metro de ancho y espesor constante. El peralte efectivo para el cálculo del acero es del espesor total de la losa menos cuatro centímetros.

Propiedades de la sección:

- $b = 100\text{cm}$  ;  $h = 18\text{cm}$ ;  $d = 14\text{cm}$  ;  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- $As_{\min} = 0.0018 bh = 3.24 \text{ cm}^2$  ( $\Phi 3/8'' @ 20\text{cm}$ )

De acuerdo al *Método de los Coeficientes* el paño a diseñar es "Caso 9" y la relación de lados ( $m = A/B$ ) es de 0.75. Con estos datos se busca en la tabla los valores  $Ca$  y  $Cb$  para calcular los momentos negativos y positivos.

#### Dirección corta (Luz libre = 6.20m)

##### Momento Negativo:

- $Ca = 0.078$  (Carga amplificada total)
- $Ma_u = 0.078 \times 1,340 \times 6.20^2 = 4,026 \text{ Kg x m/m}$ .
- $Ku = 20.5$ ;  $As = 8.2 \text{ cm}^2$  ( $\Phi 1/2'' @ 20\text{cm} + \Phi 1/2'' @ 40\text{cm}$ )

##### Momento Positivo:

- $Ca = 0.031$  (Carga muerta amplificada)
- $Ca = 0.046$  (Carga viva amplificada)
- $Ma_u = 0.031 \times 745 \times 6.20^2 + 0.046 \times 595 \times 6.20^2 = 1,949 \text{ Kg x m/m}$ .
- $Ku = 9.9$ ;  $As = 3.9 \text{ cm}^2$  ( $\Phi 3/8'' @ 20\text{cm} + \Phi 3/8'' @ 40\text{cm}$ )

#### Dirección larga (Luz libre = 8.30m)

##### Momento Negativo en borde continuo:

- $Cb = 0.014$  (Carga amplificada total)
- $Mb_u = 0.014 \times 1,276 \times 8.30^2 = 4,026 \text{ Kg x m/m}$ .
- $Ku = 6.5$ ;  $As = 2.5 \text{ cm}^2$  ( $\Phi 3/8'' @ 20\text{cm}$ )

##### Momento Positivo:

- $Cb = 0.007$  (Carga muerta amplificada)
- $Cb = 0.013$  (Carga viva amplificada)
- $Mb_u = 0.007 \times 745 \times 8.20^2 + 0.013 \times 595 \times 8.20^2 = 844 \text{ Kg x m/m}$ .
- $Ku = 4.5$ ;  $As = 1.7 \text{ cm}^2$  ( $\Phi 3/8'' @ 20\text{cm}$ )

### Momento Negativo en borde discontinuo:

En el extremo discontinuo el método indica que se considere un momento negativo igual a un tercio del momento positivo.

- $Mb_u = 844 / 3 = 281 \text{ Kg} \times \text{m/m}$ .
- $K_u = 1.4$ ;  $A_s = 0.5 \text{ cm}^2 (\Phi 3/8" @ 20\text{cm})$

### **b) Diseño por corte.**

La losa no llevará refuerzo por corte, por lo que toda la fuerza cortante deberá ser resistida por el aporte del concreto a la resistencia por cortante.

Propiedades de la sección:

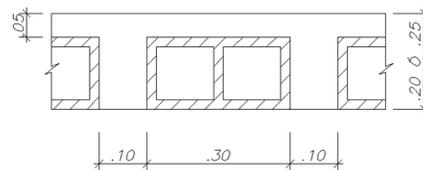
- $b = 100\text{cm}$  ;  $h = 18\text{cm}$ ;  $d = 14\text{cm}$  ;  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- $\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 9,140 \text{ Kg}$

Cortantes máximos actuantes a "d" de la cara:

- $V_u = w_u \times \left(\frac{A}{2} - d\right) \times \left(1.0 - 0.5 \frac{A}{B}\right) = 2485 \text{ Kg}$

### **4.4 Ejemplo de diseño de losas aligeradas.**

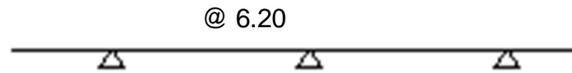
Las losas aligeradas están armadas en una dirección y tienen la sección típica utilizada en el Perú. Las viguetas tienen 10cm de ancho separadas entre sí una distancia libre de 30cm con una losa superior de 5cm de espesor. En el espacio libre entre viguetas se coloca un ladrillo aligerado.



**Figura 12** – Vigueta T de losa aligerada de 20 ó 25cm de espesor.

Para el diseño de las viguetas se deberá determinar las cargas actuantes. Luego se procede con el análisis estructural donde establecen los momentos y cortantes de diseño. Finalmente con las fuerzas calculadas se procede con el diseño en concreto armado de las viguetas determinando el acero de refuerzo por flexión y verificando la capacidad por corte.

Se presenta el ejemplo de diseño de la losa aligerada de la alternativa 3.) Losa aligerada  $h=25\text{cm}$ .



**Figura 13** – Modelo la vigueta de la losa aligerada de  $h=25\text{cm}$ .

Las viguetas tienen tres tramos continuos de similar longitud y serán analizadas en un ancho tributario de  $40\text{cm}$  como sección T. Las cargas actuantes son:

- $w_u = 490 \text{ Kg/m}^2$  (Carga amplificada total por vigueta)

La Norma Técnica E.060 permite estimar los momentos y cortantes por cargas de gravedad mediante coeficientes como alternativa al análisis estructural. Dado que las viguetas cumplen con los requisitos para aplicar el método se usarán estos coeficientes.

**a) Diseño por flexión.**

Propiedades de la sección:

- $b = 10\text{cm}$  ;  $h = 25\text{cm}$ ;  $d = 22\text{cm}$  ;  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- $b = 40\text{cm}$  (Cuando el bloque comprimido no supere los  $5\text{cm}$  de losa o en caso de ensanches)

Momento Negativo:

- $C = 1/11$
- $M_u = 1/11 \times 490 \times 6.20^2 = 1,712 \text{ Kg x m}$   
 $K_u = 35.4$ ;  $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$  ( $1\Phi 1/2'' + 1\Phi 1/2''$ )

Momento Positivo:

- $C = 1/16$
- $M_u = 1/16 \times 490 \times 6.20^2 = 1,177 \text{ Kg x m}$   
 $K_u = 6.0$ ;  $a = 0.84\text{cm}$ ;  $A_s = 1.42 \text{ cm}^2$  ( $1\Phi 3/8'' + 1\Phi 3/8''$ )

Refuerzo mínimo por contracción y temperatura en losa de  $5\text{cm}$ :

- $A_{s_{\min}} = 0.0018 bh = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.9 \text{ cm}^2$  ( $\Phi 1/4'' @ 25\text{cm}$ )

**b) Diseño por corte.**

La vigueta no llevará refuerzo por corte, razón por la cual se evalúa el cortante a "d" de la cara de la vigueta y se verifica que el concreto tenga adecuada resistencia

para soportar toda la fuerza cortante sin necesidad de refuerzo. En caso de superar la capacidad se considerarán ensanches alternados.

Propiedades de la sección:

- $b = 10\text{cm}$  ;  $h = 25\text{cm}$ ;  $d = 22\text{cm}$  ;  $f'c = 210\text{ Kg/cm}^2$
- $\Phi Vc = 1.1 \times (0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d) = 1580\text{Kg}$

La Norma Técnica de Concreto Armado E.060 permite aumentar la resistencia nominal por corte de las viguetas de un aligerado en 10% debido al factor de grupo.

Cortantes máximos actuantes:

$$- Vu = wu \times \left(\frac{L}{2} - d\right) = 1411.2\text{Kg}$$

#### 4.5 Ejemplo de diseño de vigas.

Las vigas de pórticos toman las cargas de las losas, pero además proporcionan rigidez lateral ante cargas de sismo. Por lo tanto, en el diseño de vigas se deberá determinar las cargas actuantes de gravedad y de sismo. Luego se procede con el análisis estructural donde se calculan los momentos y cortantes de diseño. Finalmente con las fuerzas calculadas se procede con el diseño en concreto armado de las vigas determinando el acero de refuerzo por flexión y los estribos necesarios por corte. En el caso de vigas que tomen fuerzas sísmicas se verificarán las exigencias de confinamiento que requiere la Norma Técnica E.060.

Se presenta el ejemplo de diseño de la Viga 3 para la alternativa 3.) Losa aligerada  $h=25\text{cm}$ . Para los momentos negativos y positivos la combinación de cargas que predomina para el diseño es:  $1.4\text{ CM} + 1.7\text{ CV}$ .

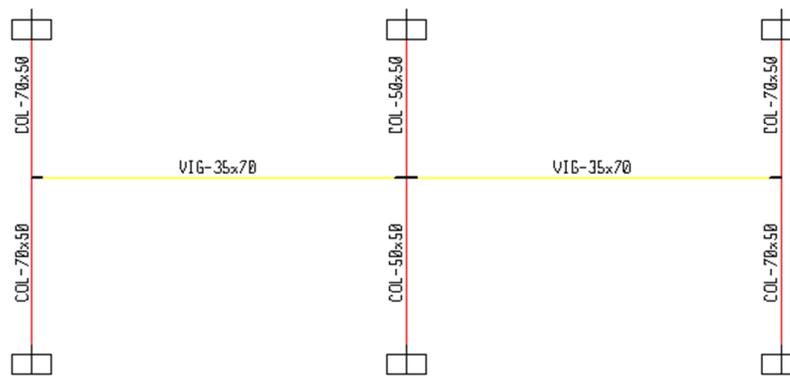


Figura 14 – Modelo del pórtico de la Viga 3.

La Viga 3 tiene dos tramos continuos de similar longitud, al ser una viga sísmica se tienen en consideración las *Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico* indicadas en la Norma Técnica de Concreto Armado E.060. Dado a que las columnas extremas tienen 50cm de peralte en la dirección del pórtico, se considera que en este extremo la viga podrá desarrollar momentos. Se analizaron las distintas combinaciones de cargas para determinar la envolvente de diseño por flexión y por corte teniendo en cuenta la posibilidad de alternancia de carga viva.

. Las cargas actuantes son:

- $w_{cm} = 3.41 \text{ Ton/m}$  (Carga muerta en la viga)
- $w_{cv} = 2.29 \text{ Ton/m}$  (Carga viva en la viga)
- $M_{sis} = 7.0 \text{ Ton.m}$  (Momento de sismo en la viga)
- $V_{sis} = 1.6 \text{ Ton}$  (Cortante de sismo en la viga)

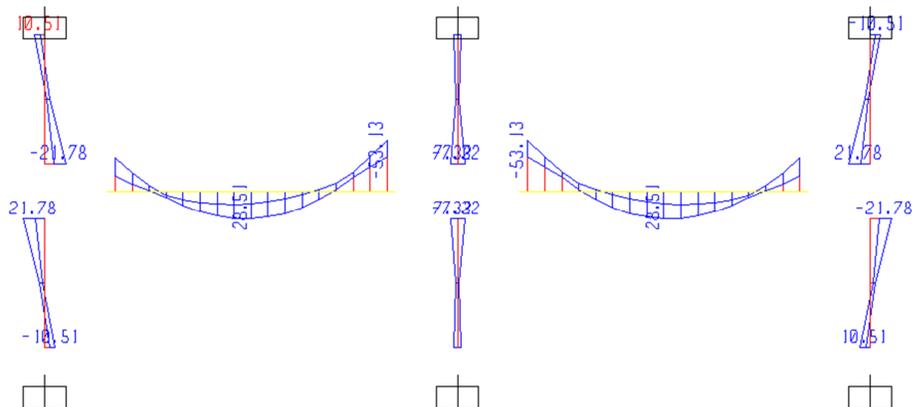
**a) Diseño por flexión.**

Propiedades de la sección:

- $b = 35\text{cm}$  ;  $h = 70\text{cm}$ ;  $d = 64\text{cm}$  (acero colocado en una capa);  $d = 61\text{cm}$  (acero colocado en dos capas);  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$$As_{MIN} = \frac{0.71 \times \sqrt{f'c} \times b \times d}{fy} = 5.49\text{cm}^2 \text{ (Se corren } 3\Phi 3/4\text{)}$$

$$As_{0.75AsB} = 0.75 \times \frac{0.85 \times f'c \times 0.85}{fy} \times \frac{6000}{6000 + fy} \times b \times d = 35.7\text{cm}^2$$



**Figura 15** – Envolvente de momentos flectores para la Viga 3  
Combinación 1.4 CM + 1.7 CV (Ton.m)

Momento Negativo, borde interior:

- $M_u = 53.13 \text{ Ton} \times \text{m}$
- $K_u = 40.8$ ;  $A_s = 27.08 \text{ cm}^2$  (Se corren  $3\Phi 3/4" + 2\Phi 1" + 2\Phi 1"$ )

Momento Positivo:

- $M_u = 28.51 \text{ Ton} \times \text{m}$
- $K_u = 19.9$ ;  $A_s = 12.62 \text{ cm}^2$  (Se corren  $3\Phi 3/4" + 2\Phi 3/4"$ )

Momento Negativo, borde exterior:

En esta sección la combinación que gobierna el diseño es de  $1.25 (CM + CV) + CS$

- $M_u = 35.55 \text{ Ton} \times \text{m}$
- $K_u = 27.3$ ;  $A_s = 17.01 \text{ cm}^2$  (Se corren  $3\Phi 3/4" + 3\Phi 3/4"$ )

La sección cumple con tener una resistencia a momento positivo en la cara del nudo mayor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. Asimismo, la resistencia a momento positivo y negativo en cualquier sección a lo largo de la viga es mayor que un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquier nudo. En ningún momento la viga supera el acero que produce una falla balanceada.

**b) Diseño por corte.**

Propiedades de la sección:

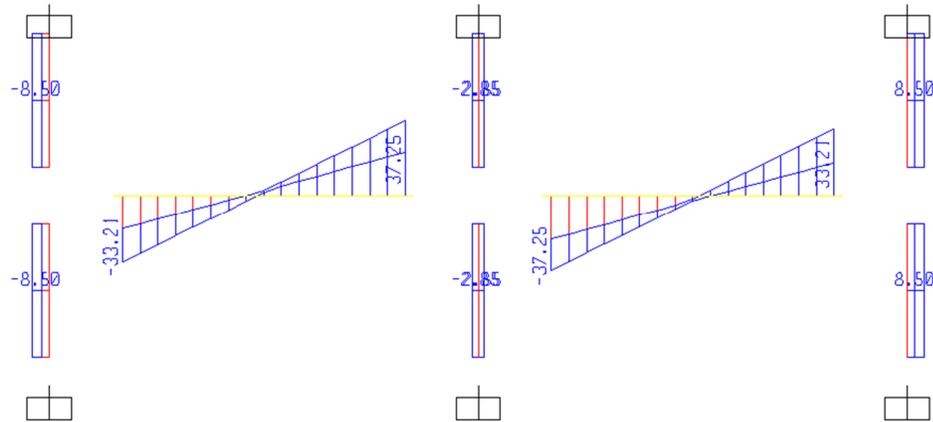
- $b = 35\text{cm}$  ;  $h = 70\text{cm}$ ;  $d = 64\text{cm}$ ;  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- $\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 14.62 \text{ Ton}$
- $V_{s_{MAX}} = 2.1 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 68.17 \text{ Ton}$
- $\Phi V_{n_{MAX}} = \phi(V_c + V_s) = 72.56 \text{ Ton}$

Cortante, a "d" de la cara:

- $V_u = 31.71 \text{ Ton}$
- $V_s = V_u / \Phi - V_c$ ;  $V_s = 20.10 \text{ Ton}$
- $s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = 18.99 \text{ cm}$  (Considerando estribos de  $\Phi 3/8"$ )

Cortante, a "2h" de la cara:

- $V_u = 25.12 \text{ Ton}$
- $V_s = V_u / \Phi - V_c$ ;  $V_s = 12.35 \text{ Ton}$
- $s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = 30.91 \text{ cm}$  (Considerando estribos de  $\Phi 3/8"$ )



**Figura 16** – Envolvente de fuerzas cortantes para la Viga 3.  
Combinación 1.4 CM + 1.7 CV (Ton)

Diseño por Capacidad, a “d” de la cara:

Se verificará que la fuerza de cortante de diseño  $V_u$  de la viga no sea menor que el menor valor obtenido entre a) y b):

- a)  $V_u = (M_{nd} + M_{ni}) / l_n + w_u l_n / 2 = 35.42 \text{ Ton}$
- b)  $V_u = 1.25 (w_{cm} + w_{cv}) l_n / 2 + 2.5 V_{SIS} = 30.17 \text{ Ton}$
- $V_u = 30.17 \text{ Ton}$ , menor de a) y b) (a “d” de la cara)
- $V_s = V_u / \Phi - V_c$ ;  $V_s = 18.29 \text{ Ton}$
- $s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = 20.87 \text{ cm}$  (Considerando estribos de  $\Phi 3/8$ )
- $V_u = 24.72 \text{ Ton}$ , menor de a) y b) (a “2h” de la cara)
- $V_s = V_u / \Phi - V_c$ ;  $V_s = 11.88 \text{ Ton}$
- $s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = 32.12 \text{ cm}$  (Considerando estribos de  $\Phi 3/8$ )

Estribos de Confinamiento:

Se dispondrán de estribos de confinamiento en una distancia  $L_o = 2 h$ , 140cm en ambos extremos desde la cara de la viga denominada zona de confinamiento en la cual los estribos irán espaciados según el menor valor de:

- $d / 4 = 16 \text{ cm}$  (No necesariamente menor a 15cm)
- $10 d_b = 19.1 \text{ cm}$
- $24 d_e = 22.9 \text{ cm}$
- 30 cm

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo de los estribos será de 0.5 d, 32cm.

#### 4.6 Análisis y Metrado de Insumos para cada Alternativa.

Se realizó un metrado del encofrado, ladrillo, concreto y acero según los diseños realizados para cada alternativa de techado en un área representativa a fin de hallar el costo por metro cuadrado. A continuación se discuten las ventajas y desventajas de cada alternativa comparando el costo directo, uso y proceso constructivo:

##### 1. Opción 1) Losa maciza h=18cm.

La losa maciza de 18cm presenta la ventaja de ser rápida y fácil de construir, ya que no posee vigas intermedias ni la necesidad de colocar ladrillos. Sin embargo, es la alternativa que más concreto consume y por ende no es la más económica. La siguiente tabla muestra el metrado de insumos para cada elemento estructural que fue realizado para esta alternativa.

Elemento estructural	Encofrado (m <sup>2</sup> )	Concreto (m <sup>3</sup> )	Acero (Kg)	Ratio (Kg / m <sup>2</sup> )
Losa	152.3	27.4	1802.4	65.78
Vigas	66.4	10.7	1198.0	111.96

**Tabla 5:** Metrado de insumos para cada elemento estructural  
Losa maciza h=18cm

##### 2. Opción 2) Losa maciza h=12cm con viga intermedia.

La viga intermedia permite reducir el espesor de la losa maciza, logrando reducir el insumo de concreto. Además, la viga intermedia permite la opción de utilizar prelosas, ya que se tendrían losas armadas prácticamente en una dirección y de dimensiones menores, facilitando el transporte. No obstante, la viga intermedia aumenta la cantidad de vigas y por consiguiente el encofrado y el acero, lo que encarece la solución y la vuelve más lenta constructivamente. A continuación se muestra una tabla con el metrado de insumos para cada elemento estructural que fue realizado para esta alternativa.

Elemento estructural	Encofrado (m <sup>2</sup> )	Concreto (m <sup>3</sup> )	Acero (Kg)	Ratio (Kg / m <sup>2</sup> )
Losa	147.7	17.7	1398.7	79.02
Vigas	93.7	13.5	1701.7	126.05

**Tabla 6:** Metrado de insumos para cada elemento estructural  
Losa maciza h=12cm con viga intermedia

### 3. Opción 3) Losa aligerada h=25cm.

Las losas aligeradas son más competitivas desde el punto de vista económico que las losas macizas, ya que consumen menos insumos. El principal inconveniente es el transporte y la cantidad de ladrillos a utilizar. Otro punto en contra es la dificultad de colgar diferentes necesidades del techo y la necesidad de tarrajear las zonas sin falso techo. El aligerado está armado en una dirección por lo que se podría trabajar con prelosas, aunque los paños serían de dimensiones mayores en comparación con las alternativas con vigas intermedias, dificultando el transporte. El metrado de insumos para cada elemento estructural que fue realizado se muestra a continuación:

Elemento estructural	Encofrado (m <sup>2</sup> )	Ladrillo (und)	Concreto (m <sup>3</sup> )	Acero (Kg)	Ratio (Kg / m <sup>2</sup> )
<b>Losa</b>	152.4	1323	15.2	1126.6	74.12
<b>Vigas</b>	60.6	-	10.7	1131.1	105.51

**Tabla 7:** Metrado de insumos para cada elemento estructural

Losa aligerada h=25cm

### 4. Opción 4) Losa aligerada h=20cm con viga intermedia.

La losa aligerada con viga intermedia presenta las mismas ventajas y desventajas que la losa aligerada sin viga intermedia frente a las losas macizas. La viga intermedia permite reducir el paño, lo que en caso de usar prelosas facilita su transporte. Sin embargo, la viga intermedia aumenta el número de vigas y por lo tanto se requieren más insumos de encofrado, concreto y acero, además de ser un proceso constructivo más lento. Se realizó para esta alternativa el metrado de insumos para cada elemento estructural. Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Elemento estructural	Encofrado (m <sup>2</sup> )	Ladrillo (und)	Concreto (m <sup>3</sup> )	Acero (Kg)	Ratio (Kg / m <sup>2</sup> )
<b>Losa</b>	147.7	1260	12.9	878.8	68.02
<b>Vigas</b>	84.13	-	13.5	1481.1	109.79

**Tabla 8:** Metrado de insumos para cada elemento estructural

Losa aligerada h=20cm con viga intermedia

#### 4.7 Resumen del Metrado de Insumos y Precios Unitarios.

A fin de comparar los insumos de cada alternativa se muestran las siguientes tablas, donde podemos apreciar que las opciones con viga intermedia requieren mayor encofrado y acero en relación con las alternativas sin viga intermedia. También se aprecia que las losas aligeradas requieren menos insumos de concreto y acero que las losas macizas, razón por la cual son más baratas.

Los precios unitarios de los insumos fueron hallados en la revista Costos, Edición 233 Agosto 2013 (**Referencia10**). Para hallar los precios unitarios se asumió el uso de concreto premezclado y un rendimiento de acero de 300 Kg / día. En los precios no se incluye el IGV.

Sistema de techado	Encofrado (m <sup>2</sup> )	Ladrillo (und)	Concreto (m <sup>3</sup> )	Acero (Kg)
1. Losa maciza h=18cm	218.7	-	38.1	3000.4
2. Losa maciza h=12cm con viga intermedia	241.4	-	31.2	3100.4
3. Losa aligerada h=25cm	213.0	1323	25.9	2257.7
4. Losa aligerada h=20cm con viga intermedia	231.8	1260	26.4	2359.9

Tabla 9: Resumen del metrado de insumos  
para cada alternativa

<b>Losa Aligerada</b>	<b>PU (S/.)</b>
Encofrado y desencofrado	37.85
Concreto premezclado 210 kg/cm <sup>2</sup>	278.14
Ladrillo 30x30x15	2.36
Ladrillo 30x30x20	3.51
<b>Losa Maciza</b>	<b>PU (S/.)</b>
Encofrado y desencofrado	45.66
Concreto premezclado 210 kg/cm <sup>2</sup>	278.14
<b>Vigas</b>	<b>PU (S/.)</b>
Encofrado y desencofrado	59.45
Concreto premezclado 210 kg/cm <sup>2</sup>	278.14
<b>Armadura</b>	<b>PU (S/.)</b>
Acero, rendimiento 300 Kg/dia	4.20

**Tabla 10:** Precios unitarios de los insumos

<b>Sistema de techado</b>	<b>Encofrado (S/.)</b>	<b>Ladrillo (S/.)</b>	<b>Concreto (S/.)</b>	<b>Acero (S/.)</b>	<b>Total (S/.)</b>
<b>1. Losa maciza h=18cm</b>	10,902	-	10,607	12,602	34,110
<b>2. Losa maciza h=12cm con viga intermedia</b>	12,315	-	8,681	13,022	34,018
<b>3. Losa aligerada h=25cm</b>	9,370	4,644	7,221	9,483	30,717
<b>4. Losa aligerada h=20cm con viga intermedia</b>	10,591	2,974	7,346	9,912	30,822

**Tabla 11:** Resumen del costo de los insumos para cada alternativa

Sistema de techado	Costo (S/. / m <sup>2</sup> )	Variación (%)
1. Losa maciza h=18cm	201.8	11.1
2. Losa maciza h=12cm con viga intermedia	201.3	10.8
3. Losa aligerada h=25cm	181.7	0
4. Losa aligerada h=20cm con viga intermedia	182.4	0.4

**Tabla 12:** Precio por metro cuadrado y diferencia porcentual con respecto a la opción más económica

#### 4.8 Elección de la alternativa de techado a utilizar.

De los resultados obtenidos y de las tablas llegamos a las siguientes conclusiones:

- Las alternativas de losa aligerada tanto con viga intermedia como sin viga intermedia resultan en un orden de magnitud del 10% más económicas que las alternativas con losa maciza. Este ahorro es significativo para el área del proyecto, ya que significa un ahorro en el costo de aproximadamente 150,000 Nuevos Soles.
- Las oficinas llevarán un falso techo, por lo que no será necesario tarrajear el techo aligerado. No obstante, las losas aligeradas presentarán dificultades para colgar elementos del techo.
- Si se piensa utilizar prelosas o viguetas pretensadas, que sería lo más conveniente para este proyecto dado que este sistema permite mayor velocidad de ejecución en los procesos constructivos, la viga intermedia permite reducir la luz del paño facilitando el transporte de las prelosas. Sin embargo, los paños sin viga intermedia tienen una luz libre en la dirección corta de 6.2m lo cual es aceptable para el uso de prelosas. Por otro lado, las vigas intermedias aumentan el número de vigas en la estructura, que debido al armado y encofrado afectan la velocidad del proceso constructivo.

Se concluye que la Opción 3.) *Losa aligerada h=25cm* es la más conveniente y se usará en los techos de la estructura, ya que es la alternativa más económica, además permite el uso de viguetas pretensadas en caso de ser requeridas y al no tener viga intermedia es más rápida y sencilla de construir.

## CAPÍTULO 5: ANÁLISIS SÍSMICO DEFINITIVO

### 5.1 Objetivos.

En el *Análisis Sísmico Preliminar, Capítulo 3*, se estimó el comportamiento sísmico del edificio, en base a un modelo simplificado de la estructura, encontrándose que la estructuración y el predimensionamiento inicial son adecuados.

Se hizo un nuevo análisis sísmico, pero esta vez sin simplificaciones, con el objetivo de obtener las fuerzas internas de diseño de cada uno de los elementos de la estructura y además verificar que los desplazamientos laterales de entrepiso se encuentren dentro de los límites permitidos por la Norma de Diseño Sismoresistente E.030 considerando la excentricidad accidental de masa.

### 5.2 Metrado de Cargas.

Se realizó un metrado de cargas de un piso típico a fin de calcular el peso y la masa a utilizar en el análisis sísmico. Se consideraron las cargas estáticas, es decir carga muerta y carga viva. Se redujo la sobrecarga al 25% según lo indicado en la Norma de Diseño Sismoresistente para esta categoría de edificaciones.

Las cargas muertas fueron calculadas mediante los siguientes pesos unitarios:

- Concreto Armado	2,400 Kg/m <sup>3</sup>
- Piso terminado	100 Kg/m <sup>2</sup>
- Aligerado h = 25 cm	350 Kg/m <sup>2</sup>
- Muro de albañilería e=14cm	1,800 Kg/m <sup>3</sup>

Las cargas vivas utilizadas fueron las indicadas en la Norma de Cargas E.020, que establece cargas mínimas repartidas según el uso. Se ha considerado adicionalmente tabiquería móvil liviana de altura completa.

- Oficinas	250 Kg/m <sup>2</sup>
- Escalera y corredores	400 Kg/m <sup>2</sup>
- Tabiquería móvil	100 Kg/m <sup>2</sup>

En la siguiente tabla se muestra el metrado de cargas de un piso típico:

Elemento	Carga Unitaria (Kg/m o Kg/m <sup>2</sup> )	Área o Longitud (m o m <sup>2</sup> )	P. Parcial (Kg)	P. Acumulado (Kg)
Placas (Kg/ml)				123,804
e=0.25	2,280	35.9	81,852	
e=0.40	3,648	11.5	41,952	
Columnas (Kg/ml)				54,975
e=0.50	4,560	12.1	54,975	
Vigas (Kg/ml)				139,913
(0.35x0.70)	588	172.8	101,606	
(0.25x0.70)	420	57.4	24,087	
(0.20x0.70)	336	15.8	5,292	
(0.30x0.25)	180	49.6	8,928	
Losas (Kg/m <sup>2</sup> )				286,702
Maciza h=0.20	480	91.0	43,693	
Aligerada h=0.25	350	613.3	214,670	
Escaleras	510	55.57	28,339	
Tabiques (Kg/m)				75,489
Ladrillo h=2.60	655	115.25	75,489	
				77,919
Piso terminado (Kg/m <sup>2</sup> )	100	779.2	77,919	
Sobrecarga (Kg/m <sup>2</sup> )				297,759
s/c oficinas	250	677.3	169,331	
s/c corredores	400	151.7	60,695	
Tab. móvil	100	677.3	67,733	
<b>Acumulados</b>			<b>CM</b>	758,802
			<b>CV</b>	297,759
			<b>25% CV</b>	74,440

**Tabla 13:** Metrado de cargas muertas y cargas vivas para un piso típico

Se realizó un metrado similar para la azotea considerando un parapeto perimétrico de concreto armado de 15cm de espesor y 90cm de altura, una zona para colocar equipos preparada para una sobrecarga de 500 Kg/m<sup>2</sup> y el resto de área preparada para una sobrecarga de 100 Kg/m<sup>2</sup>.

Luego del metrado realizado se encontraron los siguientes resultados:

- La suma de carga muerta más el 25% de la carga viva es del orden de 835 Ton para los pisos típicos. El área de la planta es de 840m<sup>2</sup>, por lo que este peso representa un peso por metro cuadrado del orden de 1.0 Ton/m<sup>2</sup>.
- Para la azotea la suma de cargas muerta más el 25% de la carga viva es del orden de 715 Ton. El área de la planta es de 840m<sup>2</sup>, por lo que este peso representa un peso por metro cuadrado del orden de 0.85 Ton/m<sup>2</sup>.

### 5.3 Consideraciones del Modelo Sísmico del Edificio.

Se modeló la estructura completa, teniendo en consideración para este análisis sísmico el peso real de la edificación según el metrado de cargas realizado. Los materiales utilizados en el modelo, en particular la resistencia característica del concreto y su módulo de elasticidad, corresponden a los indicados en el *Capítulo 2* que se utilizaron en el diseño de los elementos.

Se siguieron los lineamientos indicados en la Norma Técnica E.030 que no habían sido evaluados en el análisis preliminar como lo es la verificación de la regularidad de la estructura, la evaluación del edificio con excentricidad accidental de masa y la verificación del factor de reducción “R” asumido en el análisis.

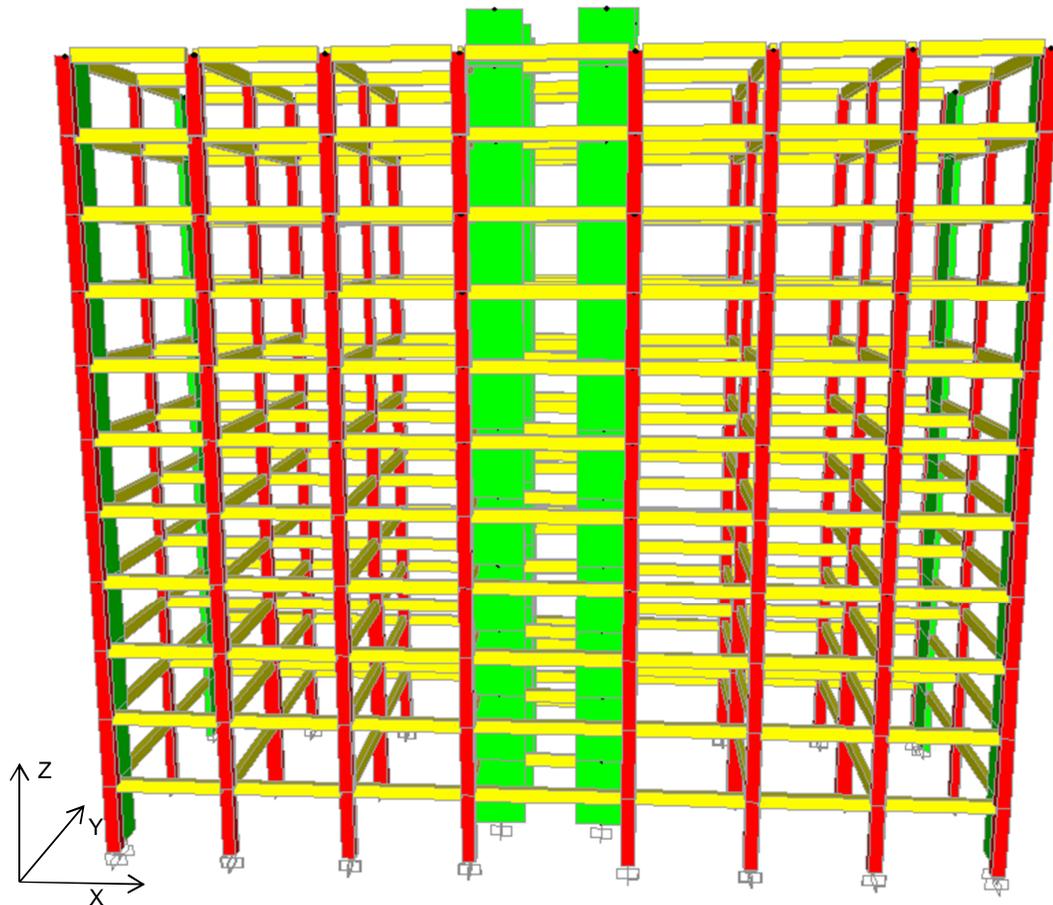
El análisis de la posibilidad de giro de las columnas y muros en su base escapa del alcance de este trabajo de tesis, ya que depende de las propiedades del suelo donde se ubique el proyecto. En la práctica profesional es usual considerar los apoyos empotrados para proyectos sobre suelo rígido como es el caso de Lima, lugar donde está ubicado el edificio.

Según la Norma de Diseño Sismoresistente E.030, se considera que la estructura es regular en altura y en planta, siendo sólo posible la irregularidad torsional que será evaluada en el análisis.

#### 5.4 Modelo Sísmico del Edificio.

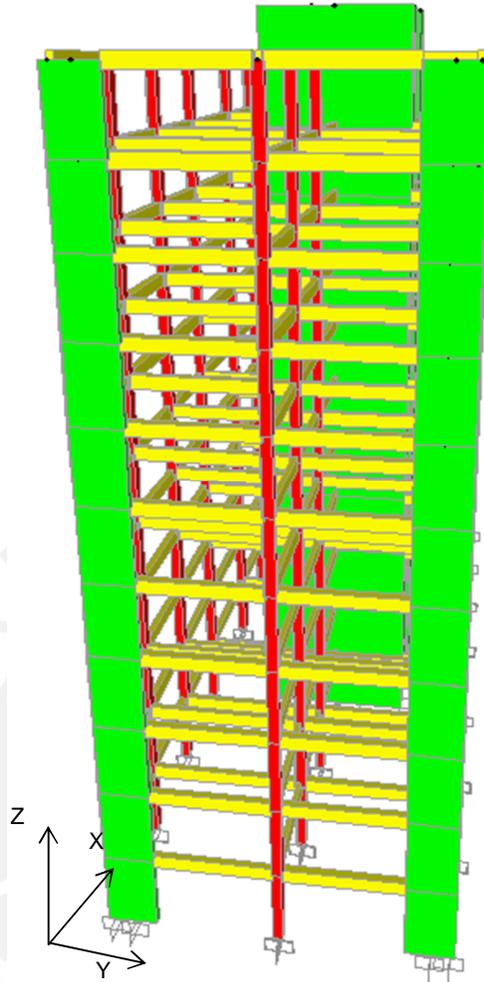
El modelo sísmico del edificio fue realizado en el programa SAP 2000 Advanced y se idealizó mediante el método de pórticos planos, de manera similar al modelo realizado en el *Capítulo 3*. Se utilizaron los mismos parámetros sísmicos que en el análisis preliminar:  $Z = 0.4$  ;  $U = 1.0$  ;  $C = 2.5 \times T_p / T$  ;  $T_p = 0.4$  ;  $S = 1.0$  ;  $R = 6$  (para ambas direcciones principales).

Dado a que se tiene una planta rectangular alargada en una dirección, se realizaron dos modelos sísmicos distintos a fin analizar la excentricidad accidental y los problemas de torsión de la estructura. En cada modelo se varió la posición de la masa de la edificación.

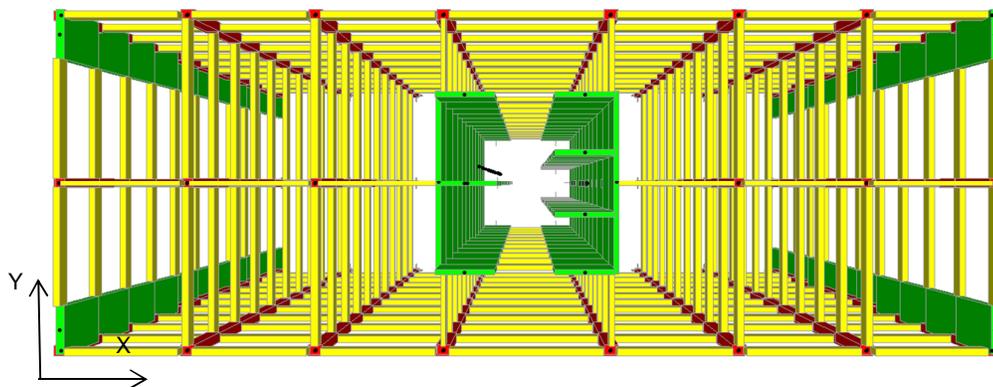


**Figura 17:** Modelo Sísmico de la Estructura en SAP 2000

Pórticos en X-X



**Figura 18:** Modelo Sísmico de la Estructura en SAP 2000  
Pórticos en Y-Y



**Figura 19:** Modelo Sísmico de la Estructura en SAP 2000  
Planta

A continuación se muestra una tabla en el que se resume las masas traslacionales e inercias rotacionales utilizadas, así como los niveles de cada entre piso.

Piso	Nivel	h (m)	Peso (Ton)	Masa Traslacional (Tonxseg <sup>2</sup> /m)	Inercia Rotacional (Tonxsegxm)
1	3.80	3.80	835	85.12	18,455
2	7.60	3.80	835	85.12	18,455
3	11.40	3.80	835	85.12	18,455
4	15.20	3.80	835	85.12	18,455
5	19.00	3.80	835	85.12	18,455
6	22.80	3.80	835	85.12	18,455
7	26.60	3.80	835	85.12	18,455
8	30.40	3.80	835	85.12	18,455
9	34.20	3.80	835	85.12	18,455
10	38.00	3.80	835	85.12	18,455
11	41.80	3.80	715	75.88	15,803
Azotea	44.60	2.80	57	5.82	18
<b>Peso Total (Ton)</b>			9,122		

**Tabla 14:** Pesos y masas por nivel utilizados  
En el modelo sísmico

## 5.5 Resultados del Análisis Dinámico, Modelo 1

En el modelo sísmico 1 la masa fue ubicada en el centro geométrico de la planta sin considerar excentricidad accidental alguna. Los resultados del análisis dinámico de la edificación fueron los siguientes:

### a) Modos de vibración.

Los periodos fundamentales de los modos de vibración predominantes del modelo se muestran en la **Tabla 15**.

De los resultados obtenidos podemos observar los modos significativos para ambas direcciones de análisis. En la dirección X los modos predominantes son el 1 y el 4 que suman un 86% de masa participativa. En la dirección Y predominan los modos 3 y 6 que representan el 88% de masa participativa.

Modo	T (s)	Porcentaje de Masa Participativa		Tipo de movimiento
		En "X"	En "Y"	
1	1.38	72%	0	Traslación (X)
2	1.30	0	0	Rotación
3	0.93	0	69%	Traslación (Y)
4	0.39	14%	0	Traslación (X)
5	0.36	0	0	Rotación
6	0.23	0	19%	Traslación (Y)
7	0.19	6%	0	Traslación (X)
8	0.17	0	0	Rotación
9	0.11	3%	0	Traslación (X)
<b>Acumulado:</b>		95%	88%	

**Tabla 15** Modos de Vibración y Periodos Fundamentales

Modelo 1

Los resultados del programa sugieren que la estructura es más flexible en la dirección X que en la dirección Y. Esto se debe a que en X se tienen largos pórticos formados por columnas y vigas y algunos muros de corte de longitud relativamente pequeña, mientras que en la dirección Y se tienen dos grandes muros de corte en forma de C de gran inercia que toman prácticamente todas las fuerzas sísmicas en esta dirección.

En este modelo, en el que la masa se encuentra ubicada en el centro geométrico de la planta, no se observan problemas de giro en planta. El periodo predominante en la dirección X es de 1.38s y en la dirección Y es de 0.93s, con estos periodos se evaluará en el análisis estático la fuerza cortante en la base del edificio para compararlo con el cortante dinámico obtenido del programa.

#### **b) Giros en planta.**

En el análisis sísmico preliminar se obtuvo que para la dirección X del análisis la deriva máxima sobrepasaba el 50% del máximo permitido por la Norma de Diseño Sismoresistente E.030. Por esta razón y de acuerdo a las exigencias del código se debe verificar que: “.. En cualquiera de las dos direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1.3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el

extremo opuesto.” De cumplirse esta condición, la edificación califica como irregular en planta por torsión y los factores de reducción “R” escogido deben reducirse al 75%. Además el cortante en la base mínimo deberá ser el 90% del cortante estático obtenido. Vale mencionar que la Norma Técnica E.030 no establece ningún valor restrictivo para la torsión en planta de una estructura.

Para el análisis en la dirección X la estructura es simétrica y debido a que la masa se encuentra ubicada en el centro geométrico, no existe giro en planta para el análisis en esta dirección.

Giros en planta, análisis en Y				
NIVEL	Di entrepiso A (cm).	Di entrepiso B (cm).	Di entrepiso PROM. (cm).	Di A / Di PROM.
1	0.32	0.30	0.31	1.03
2	0.59	0.56	0.57	1.03
3	0.78	0.73	0.75	1.03
4	0.91	0.86	0.89	1.03
5	1.01	0.96	0.99	1.03
6	1.08	1.03	1.05	1.03
7	1.14	1.08	1.11	1.03
8	1.16	1.10	1.13	1.02
9	1.15	1.10	1.13	1.02
10	1.12	1.08	1.10	1.02
11	1.08	1.04	1.06	1.02

**Tabla 16** Derivas de entrepiso en extremos opuestos  
Modelo 1, análisis en Y

Los valores calculados son bastante menores a 1.3 por lo que el giro en planta para el análisis en la dirección Y es prácticamente nulo. Podemos concluir que el modelo 1 es una estructura regular.

### c) Desplazamientos y derivas de entrepiso.

En base al análisis dinámico y a la superposición modal se hallaron los desplazamientos elásticos e inelásticos de la estructura, según los lineamientos de la Norma Técnica E.030. Los desplazamientos inelásticos se calcularon multiplicando el desplazamiento elástico por 0.75 R.

Desplazamientos Máximos en la Dirección "X"					
NIVEL	Di abs (cm).	Di rel (cm).	Desp Abs (cm).	Di rel (cm).	Drel inel / h.
	Elástico	Elástico	Inelástico	Inelástico	Deriva entrepiso
1	0.12	0.12	0.52	0.52	0.0014
2	0.36	0.24	1.60	1.08	0.0029
3	0.67	0.31	2.99	1.39	0.0037
4	1.01	0.34	4.53	1.53	0.0040
5	1.36	0.35	6.11	1.59	0.0042
6	1.71	0.35	7.68	1.57	0.0041
7	2.05	0.34	9.21	1.53	0.0040
8	2.37	0.32	10.67	1.46	0.0038
9	2.67	0.30	12.04	1.37	0.0036
10	2.96	0.28	13.31	1.27	0.0033
11	3.22	0.26	14.48	1.17	0.0031

Tabla 17 Desplazamientos y derivas. Modelo 1, análisis en X

Desplazamientos Máximos en la Dirección "Y"					
NIVEL	Di abs (cm).	Di rel (cm).	Desp Abs (cm).	Di rel (cm).	Drel inel / h.
	Elástico	Elástico	Inelástico	Inelástico	Deriva entrepiso
1	0.07	0.07	0.32	0.32	0.0008
2	0.20	0.13	0.91	0.59	0.0016
3	0.38	0.17	1.69	0.78	0.0020
4	0.58	0.20	2.60	0.91	0.0024
5	0.80	0.23	3.62	1.01	0.0027
6	1.04	0.24	4.70	1.08	0.0028
7	1.30	0.25	5.84	1.14	0.0030
8	1.55	0.26	6.99	1.16	0.0030
9	1.81	0.26	8.14	1.15	0.0030
10	2.06	0.25	9.27	1.12	0.0030
11	2.30	0.24	10.35	1.08	0.0028

Tabla 18 Desplazamientos y derivas. Modelo 1, análisis en Y

Con estos valores se verifica que el edificio cumple con los requerimientos mínimos que establece el Reglamento, el cual indica que el desplazamiento de entrepiso (deriva) no sobrepase de 0.007 la altura de entrepiso. No es necesario evaluar las juntas de separación sísmica, ya que los límites de propiedad del terreno se encuentran lejos del área del proyecto y no se tienen estructuras vecinas colindantes.

**d) Fuerza cortante en la base del edificio.**

Se obtuvieron las siguientes fuerzas cortantes en la base del edificio para ambas direcciones de análisis según el análisis dinámico y la superposición modal:

- $V_{DINX} = 400.5$  Ton
- $V_{DINY} = 545.9$  Ton

El valor mínimo de la fuerza cortante en la base deberá ser al menos el 80% del valor obtenido mediante el análisis estático para estructuras regulares. Para hallar el cortante estático en la base se procedió de manera similar al *Capítulo 3*.

- $V_{ESTX} = 456.1$  Ton ;  $0.8 V_{ESTX} = 364.9$  Ton
- $V_{ESTY} = 655.5$  Ton ;  $0.8 V_{ESTY} = 524.4$  Ton

No es necesario amplificar los resultados del análisis dinámico en ninguna de las direcciones de análisis, ya que se cumple con los mínimos requeridos por el Reglamento.

En la dirección X del análisis los muros de corte toman un total de 315.8 Ton de fuerza cortante en la base, lo que representa un 79% del cortante total. En la dirección Y los muros de corte centrales del núcleo de ascensores y escaleras toman el 75% de la fuerza cortante total para el análisis en esa dirección y los muros de corte de ambos extremos el 20%. Por lo tanto, concluimos que el valor de reducción "R" asumido en ambas direcciones es adecuado.

## 5.6 Resultados del Análisis Dinámico, Modelo 2

En el modelo sísmico 2 la masa fue desplazada del centro geométrico de la planta considerando la excentricidad accidental que se indica en la Norma Técnica E.030. Las dimensiones de la planta son de 48 x 17.5m, por lo que la masa fue trasladada una distancia de 2.40m en X y 0.875m en Y. Se determinó que es más

desfavorable para la estructura trasladar la masa hacia el lado izquierdo, ya que el centro de rigidez se encuentra ligeramente hacia la derecha del centro geométrico de la planta. Al alejar la masa del centro de rigidez se genera mayor torsión en planta.

Al evaluar los desplazamientos de la planta en este modelo, se observa que para el análisis en X se tienen desplazamientos en las dos direcciones, principalmente en X, pero también en Y. Lo mismo sucede para el análisis en Y. Esto se debe a que la estructura presenta torsión en planta. A fin de evaluar los desplazamientos y derivas de entrepiso de cada nivel se trabajará con la suma vectorial de ambos desplazamientos. Es decir:

$$- \quad DESP_{TOT} = \sqrt{(DESP_X)^2 + (DESP_Y)^2}$$

**a) Modos de vibración.**

Los periodos fundamentales de los modos de vibración predominantes del modelo se muestran en la **Tabla 19**.

Modo	T (s)	Porcentaje de Masa Participativa		Tipo de movimiento
		En "X"	En "Y"	
1	1.40	56%	1%	Traslación (X)
2	1.31	16%	6%	Rotación
3	0.90	0	62%	Traslación (Y)
4	0.39	13%	0	Traslación (X)
5	0.36	2%	1%	Rotación
6	0.22	0	18%	Traslación (Y)
7	0.19	5%	0	Traslación (X)
8	0.17	0	0	Rotación
9	0.11	3%	0	Traslación (X)
<b>Acumulado:</b>		95%	88%	

**Tabla 19** Modos de Vibración y Periodos Fundamentales. Modelo 2

Al considerar la excentricidad accidental el segundo modo de vibración, que corresponde al giro, toma mayor participación de masa. Aun así, los períodos predominantes siguen siendo el primer modo para la dirección X, con un valor de 1.40s y el tercer modo para la dirección Y con un valor de 0.90s. Estos periodos predominantes son bastante similares a los obtenidos en el Modelo 1, con la diferencia a que tienen un menor porcentaje de masa participativa.

**b) Giros en planta.**

La **Tabla 20** y la **Tabla 21** muestran el cálculo de las derivas de entrepiso en extremos opuestos de la planta a fin de cuantificar los efectos de torsión en planta.

<b>Giros en planta, análisis en X</b>				
<b>NIVEL</b>	<b>Di entrepiso A (cm).</b>	<b>Di entrepiso B (cm).</b>	<b>Di entrepiso PROM. (cm).</b>	<b>Di A / Di PROM.</b>
1	0.59	0.52	0.55	1.06
2	1.24	1.09	1.16	1.06
3	1.59	1.40	1.49	1.06
4	1.75	1.55	1.65	1.06
5	1.81	1.60	1.71	1.06
6	1.80	1.59	1.69	1.06
7	1.76	1.55	1.65	1.06
8	1.68	1.47	1.57	1.07
9	1.57	1.37	1.47	1.07
10	1.46	1.27	1.36	1.07
11	1.35	1.17	1.26	1.07

**Tabla 20** Derivas de entrepiso en extremos opuestos  
Modelo 2, análisis en X

<b>Giros en planta, análisis en Y</b>				
<b>NIVEL</b>	<b>Di entrepiso A (cm).</b>	<b>Di entrepiso B (cm).</b>	<b>Di entrepiso PROM. (cm).</b>	<b>Di A / Di PROM.</b>
1	0.47	0.30	0.38	1.22
2	0.96	0.59	0.77	1.24
3	1.26	0.77	1.01	1.24
4	1.45	0.87	1.16	1.25
5	1.56	0.93	1.25	1.25
6	1.61	0.96	1.29	1.25
7	1.63	0.98	1.31	1.25
8	1.61	0.98	1.29	1.24
9	1.55	0.96	1.25	1.23
10	1.47	0.93	1.20	1.23
11	1.39	0.89	1.14	1.22

**Tabla 21** Derivas de entrepiso en extremos opuestos  
Modelo 2, análisis en Y

Los resultados obtenidos muestran que en la dirección X el giro es prácticamente nulo. Sin embargo, la estructura si presenta giro para el análisis en la dirección Y teniendo un valor de  $D_i A / d_i PROM.$  de entre 1.23 y 1.24 en todas las plantas. No obstante en ningún nivel el valor supera el límite de 1.3 que establece la Norma de Diseño Sismoresistente a partir del cual se debe considerar la estructura como irregular.

La planta presenta mayor giro para un sismo en la dirección Y, debido a que su geometría es rectangular alargada y por la configuración estructural. Al ser una planta alargada en una dirección se tienen pórticos cortos con poca rigidez lateral. El núcleo de muros de corte, donde se tiene gran parte de la rigidez lateral para esta dirección, se encuentra en el centro geométrico de la planta. Al mover la masa hacia un lado, por efectos de la excentricidad accidental, el núcleo central de muros de corte tiende a trabajar menos y los pórticos cortos comienzan a tomar mayores esfuerzos. Debido a que estos pórticos tienen poca rigidez lateral, se decidió colocar los muros de corte extremos que ayudan a controlar los problemas de torsión en planta.

**c) Desplazamientos y derivas de entrepiso.**

En base al análisis dinámico y a la superposición modal se hallaron los desplazamientos elásticos e inelásticos de la estructura, según los lineamientos de la Norma Técnica E.030. Los desplazamientos inelásticos se calcularon multiplicando el desplazamiento elástico por 0.75 R.

Los desplazamientos y derivas son mayores a los hallados en el Modelo 1, sin embargo el edificio cumple con los requerimientos mínimos que establece la Norma Técnica E.030. No es necesario evaluar las juntas de separación sísmica, ya que los límites de propiedad del terreno se encuentran lejos del área del proyecto y no se tienen estructuras vecinas colindantes.

Desplazamientos Máximos en la Dirección "X"					
NIVEL	Di abs (cm).	Di rel (cm).	Desp Abs (cm).	Di rel (cm).	Drel inel / h.
	Elástico	Elástico	Inelástico	Inelástico	Deriva entrepiso
1	0.13	0.13	0.59	0.59	0.0014
2	0.40	0.27	1.82	1.24	0.0030
3	0.76	0.35	3.41	1.59	0.0039
4	1.15	0.39	5.16	1.75	0.0044
5	1.55	0.40	6.97	1.81	0.0046
6	1.95	0.40	8.77	1.80	0.0047
7	2.34	0.39	10.53	1.76	0.0046
8	2.71	0.37	12.21	1.68	0.0044
9	3.06	0.35	13.78	1.57	0.0041
10	3.39	0.32	15.24	1.46	0.0038
11	3.69	0.30	16.59	1.35	0.0036

Tabla 22 Desplazamientos y derivas

Modelo 2, análisis en X

Desplazamientos Máximos en la Dirección "Y"					
NIVEL	Di abs (cm).	Di rel (cm).	Desp Abs (cm).	Di rel (cm).	Drel inel / h.
	Elástico	Elástico	Inelástico	Inelástico	Deriva entrepiso
1	0.10	0.10	0.47	0.47	0.0012
2	0.32	0.21	1.42	0.96	0.0025
3	0.60	0.28	2.68	1.26	0.0033
4	0.92	0.32	4.13	1.45	0.0038
5	1.26	0.35	5.69	1.56	0.0041
6	1.62	0.36	7.30	1.61	0.0042
7	1.98	0.36	8.93	1.63	0.0043
8	2.34	0.36	10.54	1.61	0.0042
9	2.69	0.34	12.08	1.55	0.0041
10	3.01	0.33	13.56	1.47	0.0039
11	3.32	0.31	14.95	1.39	0.0037

Tabla 23 Desplazamientos y derivas. Modelo 2, análisis en Y

**d) Fuerza cortante en la base del edificio.**

Se obtuvieron las siguientes fuerzas cortantes en la base del edificio para ambas direcciones de análisis según el análisis dinámico y la superposición modal:

- $V_{DINX} = 380.5 \text{ Ton}$
- $V_{DINY} = 510.0 \text{ Ton}$

El valor mínimo de la fuerza cortante en la base deberá ser al menos el 80% del valor obtenido mediante el análisis estático para estructuras regulares.

- $V_{ESTX} = 456.1 \text{ Ton}$  ;  $0.8 V_{ESTX} = 364.9 \text{ Ton}$
- $V_{ESTY} = 673.7 \text{ Ton}$  ;  $0.8 V_{ESTY} = 538.9 \text{ Ton}$

Por lo tanto, en el diseño de elementos se deberá considerar un factor de amplificación de 1.06 en las fuerzas internas por efectos del sismo en la dirección Y. En la dirección X no es necesario amplificar los resultados del análisis dinámico.

En la dirección X los muros de corte toman cerca del 80% de la fuerza cortante total para el análisis en esa dirección. En la dirección Y del análisis los muros de corte centrales del núcleo de ascensores y escaleras toman un total de 408.5 Ton de fuerza cortante en la base, lo que representa un 80% del cortante total. Por lo tanto, concluimos que el valor de reducción "R" asumido en ambas direcciones es adecuado.

## CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS

### 6.1 Introducción.

Las losas son los elementos estructurales que hacen factible los pisos y techos de una edificación. Luego de la estructuración y el análisis de las alternativas de techados tenemos que las losas del edificio están conformadas por losas aligeradas de 25cm de peralte y losas macizas de 20cm de peralte. En el *Capítulo 2*, se definió la resistencia característica del concreto para losas en 210 Kg / cm<sup>2</sup> para todos los niveles.

Las losas macizas tienen la función de dotar de un diafragma rígido en planta en las zonas donde existen aberturas, por lo que se ubicaron en el núcleo de escaleras y ascensores, donde el diafragma pierde continuidad. En el resto de paños se optó por losas aligeradas que, como ya analizamos en el *Capítulo 4*, son más eficientes para los paños típicos de este proyecto.

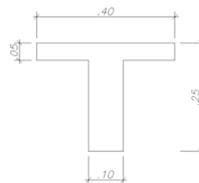
El diseño en concreto armado de losas se realiza por el método de resistencia para requerimientos de flexión y cortante. El diseño debe cumplir con todas las exigencias de la Norma de Concreto Armado E.060.

### 6.2 Ejemplo de Diseño.

Se presenta como ejemplo de diseño la siguiente vigueta de la **Figura 21**.

#### a) Sección.

Las viguetas trabajan como sección “T” tal como se muestra en la siguiente figura.

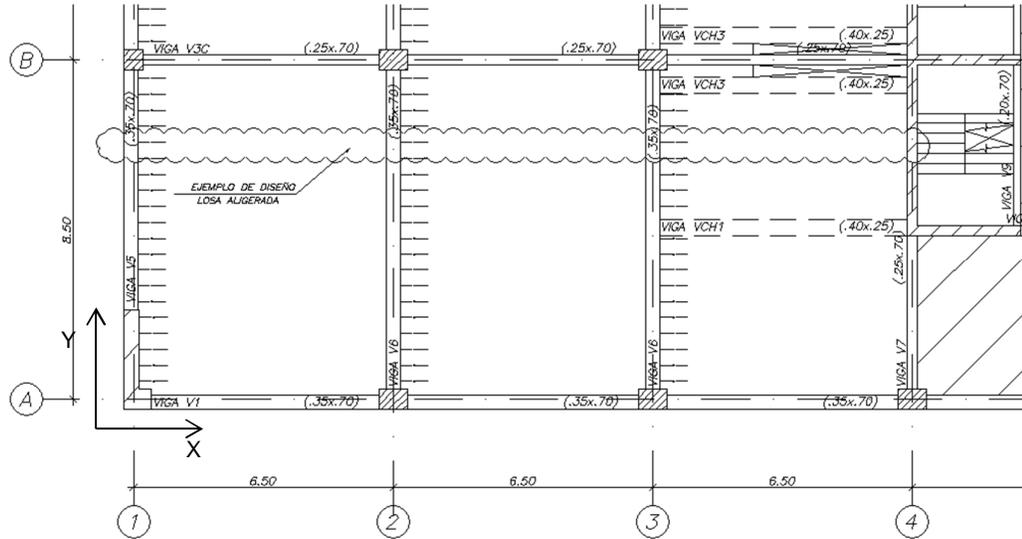


**Figura 20:** Sección “T” de viga aligerada

Para momentos flectores negativos y fuerzas cortantes las viguetas se comportan como una sección rectangular de 10x25cm. Para momentos flectores positivos se considera el aporte en compresión del ala superior de la “T” quedando una sección

de 40x25cm, verificando que el bloque de compresiones no sobrepase el espesor de la losa ( $a \leq hf$ ).

En el caso de sobrepasar la capacidad de la sección por corte o flexión, es posible mejorar la capacidad de las viguetas mediante ensanches alternados o corridos. Los ensanches son zonas colindantes con los apoyos de los aligerados en las que se retiran los ladrillos y se reemplazan por concreto vaciado en sitio.



**Figura 21:** Encofrado mostrando vigueta de aligerado  
Para el ejemplo de diseño

**b) Cargas.**

Las cargas muertas y cargas vivas consideradas en el análisis son:

- Losa aligerada  $h=25\text{cm}$ ;  $w_{cm} = 350 \text{ kg/m}^2$
- Piso terminado;  $w_{cm} = 100 \text{ kg/m}^2$
- Tabiques (Carga puntual);  $P_{cm} = 650 \text{ kg/m}$
- Sobrecarga de oficinas / baños;  $w_{cv} = 250 \text{ kg/m}^2$
- Tabiquería móvil;  $w_{cv} = 100 \text{ kg/m}^2$

Estas cargas deben ser multiplicadas por 0.40m que es el ancho tributario que carga cada vigueta. Para las cargas vivas se analizará el efecto de alternancia.

**c) Modelo para el análisis.**

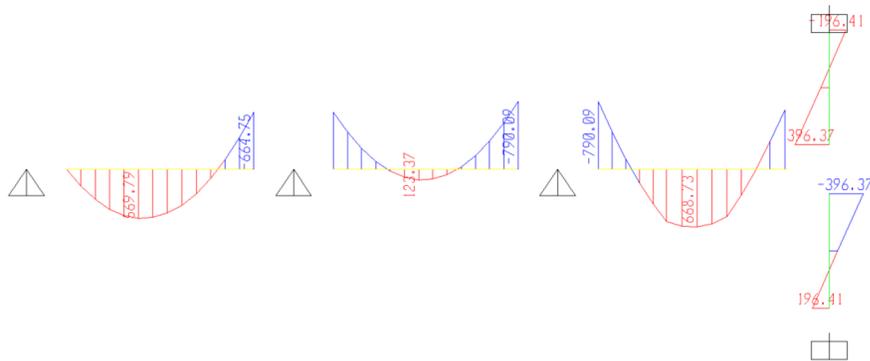
Se realizó un modelo en el programa SAP2000 14.0.0 Advanced de los tramos de la vigueta considerando apoyos articulados en las vigas e incluyendo el muro de 25cm de espesor en el extremo derecho. El análisis permite obtener con precisión los momentos y fuerzas cortantes a lo largo de la vigueta. Se pondrá atención en que el refuerzo para el momento negativo que desarrolle la vigueta en el extremo del muro de 25cm este anclado de tal manera que pueda ser desarrollado.



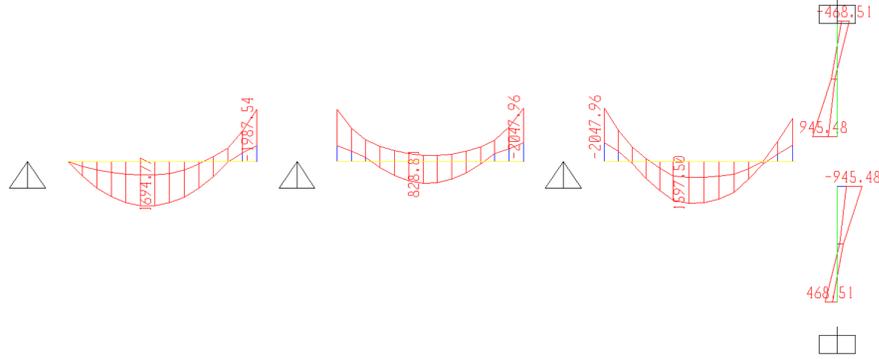
**Figura 22:** Modelo de la vigueta analizada

**d) Resultados del análisis.**

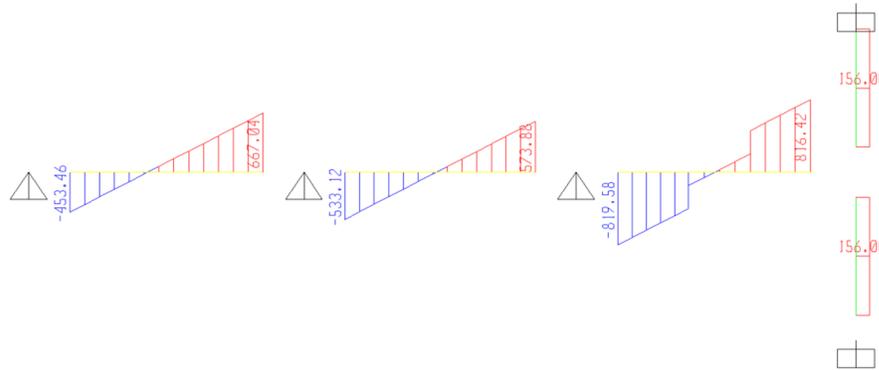
Se muestran los resultados para los momentos flectores y fuerzas cortantes producidos por las cargas muertas y cargas vivas. Los resultados deberán ser amplificados para el diseño en concreto armado de acuerdo a las combinaciones de carga de la Norma Técnica E.060 que se encuentran en el *Capítulo 1*.



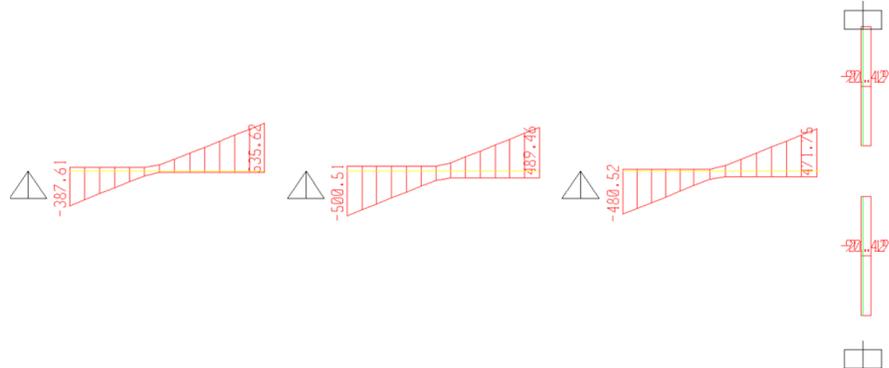
**Figura 23:** Diagrama de momentos flectores  
Carga Muerta en servicio (Kg.m)



**Figura 24:** Envolvente de momentos flectores  
Carga Viva en servicio (Kg.m)



**Figura 25:** Diagrama de fuerzas cortantes  
Carga Muerta en servicio (Kg)



**Figura 26:** Envolvente de fuerzas cortantes  
Carga Viva en servicio (Kg)

**e) Diseño por flexión.**

Se analizaron las secciones críticas por flexión utilizando un concreto de resistencia  $f'c = 210 \text{ Kg / cm}^2$  y un peralte efectivo "d" de 22cm.

Momento Negativo, tramos 1, 2 y 3:

- $M_u = 2048 \text{ Kg x m}$  (Combinación 1.4 CM + 1.7 CV)  
 $K_u = 42.3$ ;  $A_s = 2.92 \text{ cm}^2$  (1 $\Phi$  1/2" + 1 $\Phi$  5/8")

Momento Negativo, tramo 3 con muro:

- $M_u = 1644 \text{ Kg x m}$  (Combinación 1.4 CM + 1.7 CV)  
 $K_u = 34.0$ ;  $A_s = 2.25 \text{ cm}^2$  (2 $\Phi$  3/8", es menor al acero requerido pero se permite redistribuir al positivo).

Momento Positivo, tramos 1 y 3:

- $M_u = 1695 \text{ Kg x m}$  (Combinación 1.4 CM + 1.7 CV)  
 $K_u = 8.8$ ;  $a = 1.34 \text{ cm} \leq 5 \text{ cm}$ ;  $A_s = 2.10 \text{ cm}^2$  (1 $\Phi$  1/2" + 1 $\Phi$  1/2", dando cierta holgura para la adecuada redistribución de momentos.)

Momento Positivo, tramo 2:

- $M_u = 829 \text{ Kg x m}$  (Combinación 1.4 CM + 1.7 CV)  
 $K_u = 4.3$ ;  $a = 0.84 \text{ cm} \leq 5 \text{ cm}$ ;  $A_s = 1.01 \text{ cm}^2$  (1 $\Phi$  3/8" + 1 $\Phi$  3/8")

Refuerzo mínimo por contracción y temperatura en losa de 5cm:

- $A_{s_{\min}} = 0.0018 bh = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.9 \text{ cm}^2$  ( $\Phi$  1/4" @ 25cm)

**f) Diseño por corte.**

Se analizaron las secciones críticas por corte utilizando un concreto de resistencia  $f'c = 210 \text{ Kg / cm}^2$  y un peralte efectivo "d" de 22cm.

- $\Phi V_c = 1.1 \times (0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d) = 1580 \text{ Kg}$

Cortante a "d" de la cara, tramo 1 izquierda:

- $V_u = 1186 \text{ Kg}$  (Combinación 1.4 CM + 1.7 CV)

La sección es adecuada.

Cortante a "d" de la cara, tramo 1 derecha :

- $V_u = 1737 \text{ Kg}$  (Combinación 1.4 CM + 1.7 CV)

Se deberá emplear ensanches alternados, retirando 3 ladrillos.

Cortante a 90cm de la cara, tramo 1 derecha :

- $V_u = 1403 \text{ Kg}$  (Combinación 1.4 CM + 1.7 CV)

La sección es adecuada.

Cortante a "d" de la cara, tramo 2:

- $V_u = 1528 \text{ Kg}$  (Combinación 1.4 CM + 1.7 CV)

La sección es adecuada.

Cortante a "d" de la cara, tramo 3:

- $V_u = 1857 \text{ Kg}$  (Combinación 1.4 CM + 1.7 CV)

Se deberá emplear ensanches alternados, retirando 3 ladrillos.

Cortante a 90cm de la cara, tramo 3:

$$- V_u = 1523 \text{ Kg (Combinación 1.4 CM + 1.7 CV)}$$

La sección es adecuada.

La vigueta con ensanche alternado tiene un ancho de 25cm, por lo que la resistencia en esa sección sería de:

$$- \Phi V_c = 3591 \text{ Kg}$$

#### **g) Condiciones de servicio.**

Se realizó un análisis del control de fisuración y de las deflexiones en la parte central del tramo exterior de la vigueta (tramo1).

Cálculo del parámetro Z en la zona de máximo momento positivo:

$$Z_{MAX} < 31,000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Exposición interior)}$$

$$- Z = fs (dcx Act)^{1/3}$$

$$M_s = 1,090 \text{ Kg x m (Servicio)}$$

$$fs = M_s / (A_s x 0.9d) = 1090 x 100 / (2.58 x 0.9 x 22) = 2,041 \text{ Kg / cm}^2$$

$$dc = 3\text{cm}$$

$$Act = 10 x 8.5 / 2 = 42.5 \text{ cm}$$

$$Z = 2,041 x (3 x 42.5)^{1/3} = 10,273 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z < Z_{MAX}, \text{ OK}$$

Cálculo de deflexiones:

*Límite de la Norma:*

$\Delta i_{cv} < 1.72\text{cm}$  (L/360 tramo sin tabiques, deflexión inmediata debida a la carga viva)

$I_{ef} = 0.45 I_g$  (Conservadoramente podemos asumir la inercia efectiva como el 45% de la inercia bruta de la sección)

*Cálculo de deflexión para el límite de la Norma:*

$\Delta i_{cv} = 0.88 \text{ cm}$  (Deflexión inmediata debido a la carga viva, calculada en el modelo del análisis)

$\Delta i_{cv} < L/360, \text{ OK}$

## CAPÍTULO 7: DISEÑO DE VIGAS

### 7.1 Introducción.

Las vigas son los elementos estructurales que reciben las cargas de gravedad de las losas y las transmiten a columnas y muros de corte. Además, las vigas constituyen pórticos con las columnas y muros de corte, por lo que poseen rigidez lateral y son elementos importantes en el sistema sismoresistente de la estructura. En la estructuración realizada se optó por tener vigas de 70cm de peralte con anchos de 25 y 35cm según sus cargas y características. En *el Capítulo 2*, se definió la resistencia característica del concreto para vigas en 210 Kg / cm<sup>2</sup> para todos los niveles.

El diseño de vigas en concreto armado se realiza por el método de resistencia para requerimientos de flexión y cortante. El diseño debe cumplir con la Norma de Concreto Armado E.060, teniendo especial cuidado en los requerimientos del Capítulo 21: Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico. La estructura califica como Dual Tipo 1 en X y como Muros Estructurales en Y.

### 7.2 Ejemplo de Diseño Viga V6.

La viga V6 fue diseñada en el *Capítulo 4.5 Ejemplo de Diseño de Vigas* y ha sido rediseñada con los momentos de sismo obtenidos en el *Capítulo 5*. Las cargas de sismo utilizadas son las mayores encontradas en todos los niveles de los modelos sísmicos para este elemento y son cargas últimas. En este caso, sólo se verificarán las condiciones de servicio:

#### a) Condiciones de servicio.

Se realizó un análisis del control de fisuración y de las deflexiones en la parte central del tramo exterior de la viga.

Cálculo del parámetro Z en la zona de máximo momento positivo:

$$Z_{MAX} < 31,000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Exposición interior)}$$

$$- Z = f_s (d c_x A_c t)^{1/3}$$

$$M_s = 19,700 \text{ Kg x m (Servicio)}$$

$$f_s = M_s / (A_s \times 0.9d) = 19,700 \times 100 / (14.2 \times 0.9 \times 64) = 2,408 \text{ Kg / cm}^2$$

$$d_c = 6 \text{ cm}$$

$$A_{ct} = 35 \times 12 / 5 = 84 \text{ cm}$$

$$Z = 2,408 \times (6 \times 84)^{1/3} = 19,163 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z < Z_{MAX}, \text{ OK}$$

### Cálculo de deflexiones:

#### *Límite de la Norma:*

$\Delta_d \text{ cv} < 1.67 \text{ cm}$  (L/480 tramo con tabiques, deflexión permanente más deflexión inmediata de la carga viva)

$I_{ef} = 0.45 I_g$  (Conservadoramente podemos asumir la inercia efectiva como el 45% de la inercia bruta de la sección)

#### *Deflexiones inmediatas, $\Delta_i$ :*

$\Delta_i \text{ cm} = 0.67 \text{ cm}$  (Deflexión inmediata debido a la carga muerta, calculada en el modelo del análisis)

$\Delta_i \text{ cv} = 0.34 \text{ cm}$  (Deflexión inmediata debido a la carga viva, calculada en el modelo del análisis)

$\Delta_i \text{ 30\%cv} = 0.10 \text{ cm}$  (Deflexión inmediata debido al 30% de la carga viva, se estima que esta es la fracción de la carga viva que podría actuar permanentemente sobre la viga)

#### *Deflexiones permanentes, $\Delta_d$ :*

$$\Delta_d = \lambda \times \Delta_i$$

$$\lambda = \varepsilon / (1 + 50\rho')$$

$$\varepsilon = 2.0 \text{ (Para 5 años o más)}$$

$$\rho' = 3 \times 2.84 / (35 \times 64) = 0.38 \%$$

$$\lambda = 2 / (1 + 0.5 \times 0.38) = 1.68$$

$\Delta_d \text{ cm} = \lambda \times \Delta_i \text{ cm} = 1.68 \times 0.67 \text{ cm} = 1.12 \text{ cm}$  (Deflexión permanente debido a la carga muerta)

$\Delta_d \text{ 30\%cv} = \lambda \times \Delta_i \text{ 30\%cv} = 1.68 \times 0.10 \text{ cm} = 0.17 \text{ cm}$  (Deflexión permanente debido al 30% de la carga viva actuando permanente mente)

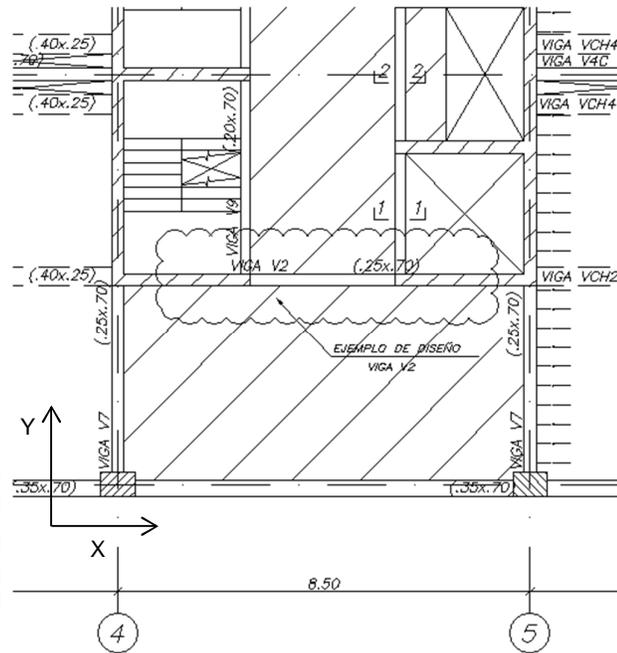
#### *Cálculo de deflexión para el límite de la Norma:*

$$\Delta = \Delta_d \text{ cm} + \Delta_d \text{ 30\%cv} + \Delta_i \text{ cv} = 1.12 + 0.17 + 0.34 = 1.63 \text{ cm}$$

$$\Delta < L/360, \text{ OK}$$

### 7.3 Ejemplo de Diseño Viga V2.

Se presenta como ejemplo el diseño de la Viga V2 de un tramo:



**Figura 27:** Encofrado mostrando la Viga V2 para el ejemplo de diseño

**a) Sección.**

La viga trabaja como sección rectangular de 25x70cm. Tiene una longitud de 3m, por lo que su relación de aspecto ( $l_n / h = 4.3$ ) es mayor a 2 y no necesita colocar grupos de barras que crucen diagonalmente la viga. En el caso de sobrepasar la capacidad de la sección por flexión, se podría calcular la viga utilizando el aporte del refuerzo en compresión. Adicionalmente, para el momento positivo se puede considerar la sección como "T", ya que el espesor de la losa es 20cm.

**b) Cargas.**

Las cargas muertas, vivas y cargas de sismo consideradas en el análisis son:

- Losa maciza  $h=20\text{cm}$ ;  $w_{cm} = 480 \text{ kg/m}^2$
- Piso terminado;  $w_{cm} = 100 \text{ kg/m}^2$
- Tabique  $h = 2.60\text{m}$ ;  $w_{cm} = 650 \text{ kg/m}$
- Sobrecarga de corredores;  $w_{cv} = 400 \text{ kg/m}^2$
- Momento de Sismo;  $M_{SIS} = 30.64 \text{ Ton.m}$
- Cortante de Sismo;  $V_{SIS} = 21.30 \text{ Ton.m}$

Se deberá incluir el peso propio de la viga. Las cargas de gravedad deben ser multiplicadas por el ancho tributario de la viga que es de 3.00m. Las cargas de sismo utilizadas en el diseño son las mayores encontradas en todos los niveles de los modelos sísmicos para este elemento y son cargas últimas.

**c) Modelo para el análisis.**

Debido a que viga es de un sólo tramo empotrado en sus extremos.



**Figura 28:** Modelo de la Viga V2 analizada

**d) Resultados del análisis.**

Para calcular los momentos y cortantes en la cara de las placas se aplicarán las siguientes fórmulas:

$$-M = \frac{w \times l_n^2}{12} \quad (\text{Momento en la cara del muro})$$

$$-V = \frac{w \times l_n}{2}$$

**e) Diseño por flexión.**

Se analizaron las secciones críticas por flexión utilizando un concreto de resistencia  $f'c = 210 \text{ Kg / cm}^2$  y un peralte efectivo "d" de 64cm para el refuerzo colocado en una capa y un "d" de 61cm para el refuerzo colocado en dos capas.

$$- A_{s_{MIN}} = \frac{0.71 \times \sqrt{f'c} \times b \times d}{f_y} = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$- A_{s_{0.75A_{sB}}} = 0.75 \times \frac{0.85 \times f'c \times 0.85}{f_y} \times \frac{6000}{6000 + f_y} \times b \times d = 25.5 \text{ cm}^2$$

Momento Negativo, en la cara del muro de corte:

- $M_u = 35.28 \text{ Ton x m}$  (Combinación 1.25 CM + 1.25 CV + 1.0 CS)
- $K_u = 37.9$ ;  $A_s = 17.72 \text{ cm}^2$  (4Φ 1")

Momento Positivo, en la cara del muro de corte

- $M_u = 30.53 \text{ Ton xm}$  (Combinación 0.9 CM - 1.0 CS)
- $K_u = 32.8$ ;  $A_s = 14.97 \text{ cm}^2$  (4 $\Phi$  1")

**f) Diseño por corte.**

Se analizaron las secciones críticas por corte utilizando un concreto de resistencia  $f'c = 210 \text{ Kg / cm}^2$  y un peralte efectivo "d" de 64cm.

- $\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 10.45 \text{ Ton}$
- $V_{s_{MAX}} = 2.1 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 48.7 \text{ Ton}$
- $\Phi V_{n_{MAX}} = \phi(V_c + V_s) = 51.8 \text{ Ton}$

Cortante, a "d" de la cara:

- $V_u = 26.31 \text{ Ton}$  (Combinación 1.25 CM + 1.25 CV + 1.0 CS)
- $V_s = V_u / \Phi - V_c$ ;  $V_s = 18.7 \text{ Ton}$
- $s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = 20.5 \text{ cm}$  (Considerando estribos de  $\Phi 3/8$ )

Diseño por Capacidad, a "d" de la cara:

Se verificará que la fuerza de cortante de diseño  $V_u$  de la viga no sea menor que el menor valor obtenido entre a) y b):

- a)  $V_u = (M_{nd} + M_{hi}) / l_n + w_u l_n / 2 = 35.60 \text{ Ton}$
- b)  $V_u = 1.25 (w_{cm} + w_{cv}) l_n / 2 + 2.5 V_{SIS} = 58.98 \text{ Ton}$
- $V_u = 35.60 \text{ Ton}$ , menor de a) y b) (a "d" de la cara)
- $V_s = V_u / \Phi - V_c$ ;  $V_s = 29.6 \text{ Ton}$
- $s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = 12.9 \text{ cm}$  (Considerando estribos de  $\Phi 3/8$ )

Estribos de Confinamiento:

Se dispondrán de estribos de confinamiento a lo largo de la viga a una distancia no menor de:

- $d / 4 = 16 \text{ cm}$  (No necesariamente menor a 15cm)
- $10 d_b = 24.4 \text{ cm}$
- $24 d_e = 22.9 \text{ cm}$
- 30 cm

A partir del noveno piso, las fuerzas de sismo disminuyen considerablemente. Por esta razón se ha disminuido el refuerzo por flexión y por corte desde ese nivel.

## CAPÍTULO 8: DISEÑO DE COLUMNAS

### 8.1 Introducción.

Las columnas son los elementos estructurales verticales que reciben las cargas de gravedad de las vigas y las transmiten a la cimentación. Al formar pórticos con las vigas, proporcionan rigidez lateral, por lo que son elementos muy importantes en el sistema sismoresistente de la estructura. En la estructuración realizada se optó por tener columnas de sección 50x50cm, 50x70cm y 50x100cm según sus cargas y características.

El diseño de columnas en concreto armado se realiza por el método de resistencia para requerimientos de flexo-compresión y cortante. El diseño debe cumplir con la Norma de Concreto Armado E.060, teniendo especial cuidado en los requerimientos del Capítulo 21: Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico. La estructura califica como Dual Tipo 1 en X y como Muros Estructurales en Y.

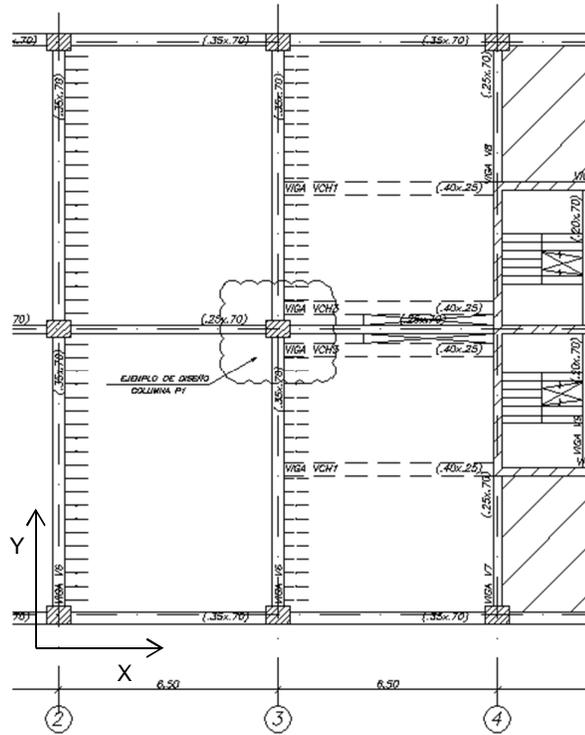
### 8.2 Ejemplo de Diseño Columna P1.

Se presenta como ejemplo el diseño de la Columna P1, ver **Figura 29**.

#### a) Secciones.

La sección de la columna P1 así como la calidad del concreto fueron definidas en el predimensionamiento *Capítulo 2*, teniendo una sección de 50x100cm del 1° al 4° piso, 50x70cm del 5° al 7° piso y 50x50cm del 8° al 11° piso. La resistencia característica del concreto  $f'_c$  es de 280 Kg/cm<sup>2</sup> del 1° al 6° piso y 210 Kg/cm<sup>2</sup> del 7° al 11° piso.

Dado que la altura libre de la columna es de 3.10m y el lado menor es de 50cm, no es necesario verificar efectos de esbeltez en estas columnas.



**Figura 29:** Encofrado mostrando la Columna P1 para el ejemplo de diseño

**b) Cargas.**

Las cargas muertas y cargas vivas consideradas en el metrado de cargas son:

- Losa aligerada h=25cm;  $w_{cm} = 350 \text{ kg/m}^2$
- Piso terminado;  $w_{cm} = 100 \text{ kg/m}^2$
- Tabique h = 2.60m;  $w_{cm} = 650 \text{ kg/m}$
- Sobrecarga de oficinas / baños  $w_{cv} = 250 \text{ kg/m}^2$
- Tabiquería móvil;  $w_{cv} = 100 \text{ kg/m}^2$

Se deberá incluir el peso propio de la columna y de las vigas. El área tributaria de columna es de  $55.62\text{m}^2$  por piso, por lo que de acuerdo a la Norma de Cargas E.020 se podría reducir la carga viva de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$- Lr = Lo(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{Ai}})$$

Dónde:

- $Ai = At \times k$  ( $k = 2$  para columnas),  $At$  es el área tributaria de la columna.
- $Lo$ , es la intensidad de la sobrecarga.

De la fórmula obtenemos que la sobrecarga de  $250 \text{ kg/m}^2$  puede ser reducida a  $170 \text{ kg/m}^2$ .

Se consideraron los siguientes momentos, cortantes y axiales de sismo para cada sección de la columna y en cada dirección de análisis. Las cargas de sismo mostradas en la **tabla 24** están amplificadas y son las mayores encontradas en los modelos sísmicos realizados.

Cargas de Sismo en Columna					
	Sismo en X			Sismo en Y	
Sección de columna	Axial en X (Ton)	Cortante en X (Ton)	Momento en X (Ton)	Cortante en Y (Ton)	Momento en Y (Ton)
50x50 (8° al 11°Piso)	4.21	4.78	9.73	4.40	8.92
50x70 (6° al 7°Piso)	9.81	8.28	16.88	5.08	9.90
50x100 (1° al 4°Piso)	19.50	6.39	24.03	5.26	10.12

Tabla 24 Cargas de sismo en columna P-1

**c) Modelo para el análisis.**

Se realizó el modelo del pórtico típico en Y de la columna P1 a fin de obtener los momentos y cortantes por cargas de gravedad. Para la dirección X los cortantes y momentos por cargas de gravedad se asumirán como cero, ya que las luces de los paños son iguales, las cargas muertas son las mismas y la intensidad de la carga viva es despreciable.

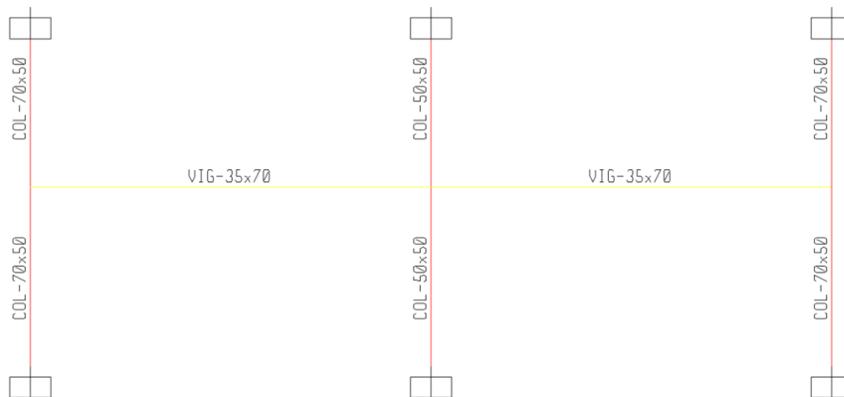
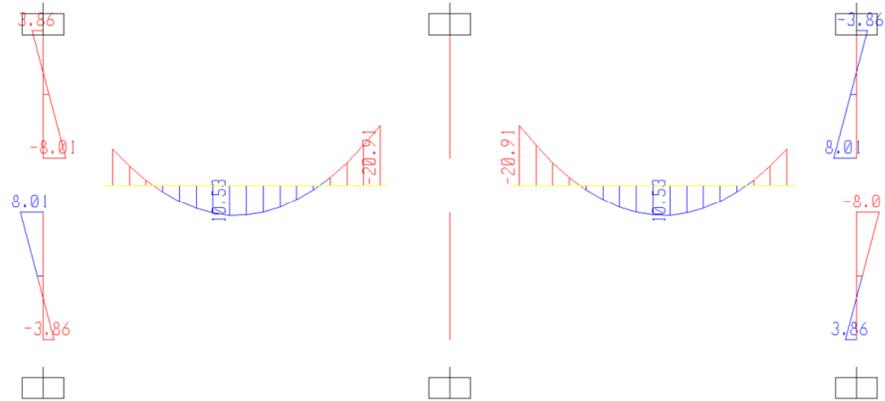


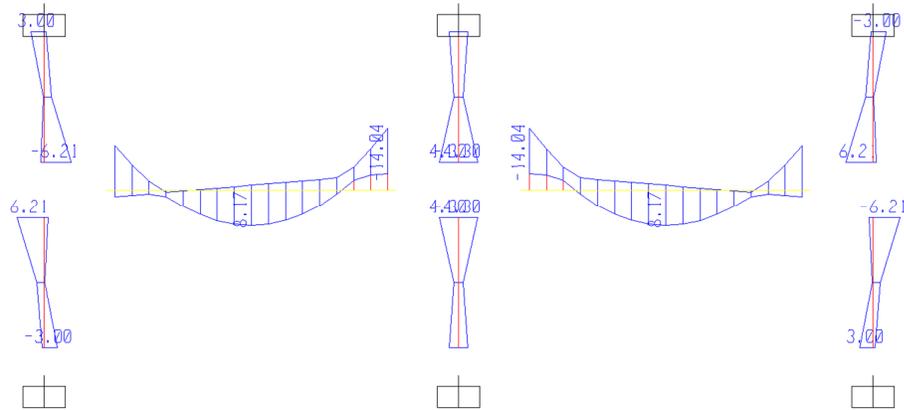
Figura 30: Modelo del pórtico típico de la columna P1 en Y

**d) Resultados del análisis.**

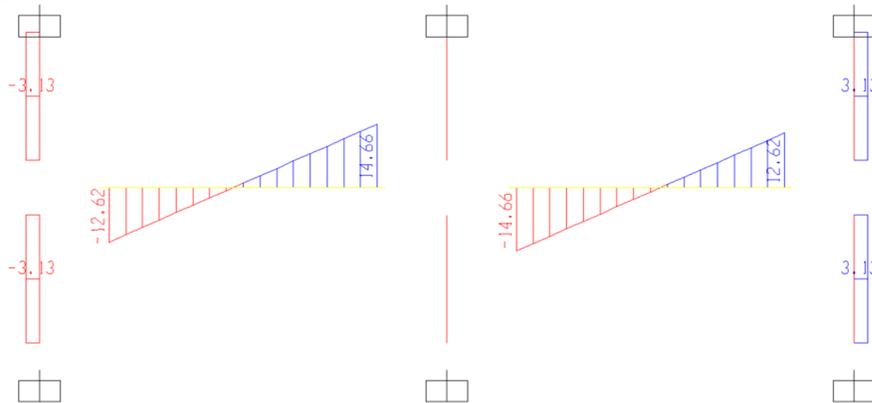
Se muestran los resultados para los momentos flectores y fuerzas producidos por las cargas muertas y cargas vivas. Los resultados deberán ser amplificados incluyendo las cargas sísmicas, según las combinaciones de la Norma Técnica E.060.



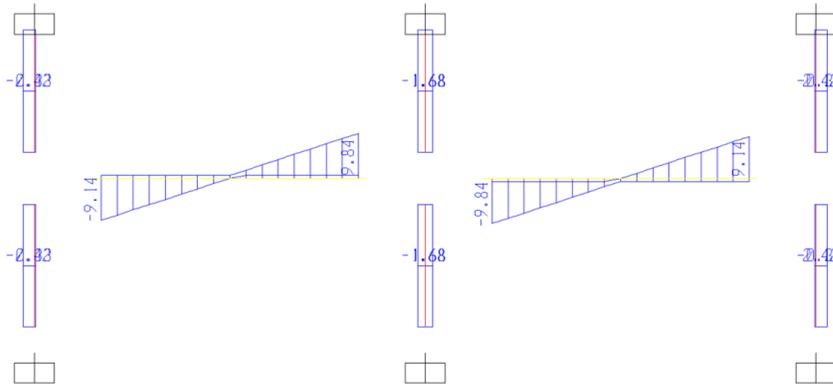
**Figura 31:** Diagrama de momentos flectores  
Carga Muerta en servicio (Ton.m)



**Figura 32:** Envolvente de momentos flectores  
Carga Viva en servicio (Ton.m)



**Figura 33:** Diagrama de fuerzas cortantes  
Carga Muerta en servicio (Ton)



**Figura 34:** Envolvente de fuerzas cortantes  
Carga Viva en servicio (Ton)

Se realizó un metrado de cargas de gravedad encontrando que la carga muerta por piso es del orden de 43.9 ton y la carga viva por piso es 15.0 ton, para los pisos típicos. En la azotea se tienen 33.9 ton de carga muerta y la carga viva es del orden de 5.6 ton. Con estos datos podemos armar la **Tabla 25** con las cargas axiales en cada nivel de las columnas. Estas cargas de gravedad deberán ser amplificadas para el diseño en concreto armado.

Cargas de Gravedad Acumuladas				
NIVEL	Sección (cm x cm)	f'c (Kg / cm <sup>2</sup> )	Carga Muerta (Ton.)	Carga Viva (Ton.)
11	50x50	210	33.9	5.6
10	50x50	210	77.8	20.6
9	50x50	210	121.7	35.6
8	50x50	210	165.6	50.6
7	50x70	210	209.5	65.6
6	50x70	280	253.4	80.6
5	50x70	280	297.3	95.6
4	50x100	280	341.2	110.6
3	50x100	280	385.1	125.6
2	50x100	280	429.0	140.6
1	50x100	280	472.9	155.6

**Tabla 25** Cargas de gravedad acumuladas en la columna P1

**e) Diseño por flexo-compresión.**

De los metrados de cargas realizados se observa que el principal requerimiento de la columna será por compresión. Por esta razón se calculó el refuerzo necesario por compresión para la combinación de cargas 1.4 CM +1.7 CV y luego se verificó el diseño de la columna por flexo-compresión para las distintas combinaciones.

Diseño por Compresión							
NIVEL	Sección (cm x cm)	f'c (Kg/cm <sup>2</sup> )	Carga Últ. (Ton.)	As col. (cm <sup>2</sup> )	Cuantía (%)	αΦPo (Ton.)	Refuerzo (varillas)
11	50x50	210	57	31.8	1.27	321	4Φ1”+1Φ3/4”
10	50x50	210	144	31.8	1.27	321	4Φ1”+1Φ3/4”
9	50x50	210	231	31.8	1.27	321	4Φ1”+1Φ3/4”
8	50x50	210	318	40.8	1.63	342	8Φ1”
7	50x70	210	405	51.0	1.46	465	10Φ1”
6	50x70	280	492	51.0	1.46	580	10Φ1”
5	50x70	280	579	51.0	1.46	580	10Φ1”
4	50x100	280	666	71.4	1.43	825	14Φ1”
3	50x100	280	753	71.4	1.43	825	14Φ1”
2	50x100	280	840	102	2.04	893	20Φ1”
1	50x100	280	927	163.2	3.26	1028	32Φ1”

**Tabla 26** Diseño por compresión de la columna P1

Para verificar el diseño de la columna se realizaron diagramas de interacción en distintas secciones críticas donde la columna se encuentra más esforzada, a continuación se muestran las secciones de la columna con el armado de fierro:

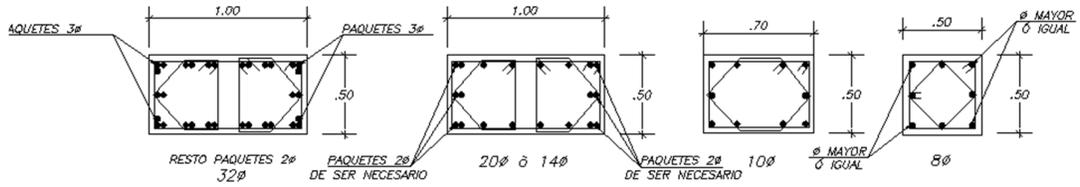


Figura 35: Secciones de las columnas con armadura de refuerzo.

**Diagrama de interacción en 1° Piso.**

Sección:

- 100x50cm;  $f'c = 280 \text{ Kg / cm}^2$ ; 32 $\Phi$ 1"

Casos de carga:

- 1.4 CM + 1.7 CV:  $P_u = 927 \text{ Ton}$  ,  $M_u = 7.3 \text{ Ton.m}$
- 1.25 CM + 1.25 CV + 1.0 CS<sub>y</sub>:  $P_u = 786 \text{ Ton}$  ,  $M_u = 15.5 \text{ Ton.m}$
- 0.9 CM + 1.0 CS<sub>y</sub>:  $P_u = 426 \text{ Ton}$  ,  $M_u = 10.1 \text{ Ton.m}$

Diagrama de interacción:

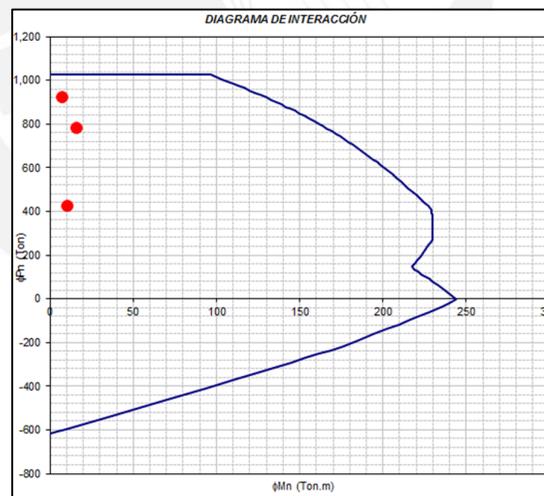


Figura 36: Diagrama de Interacción de P1, en el 1° Piso.

**Diagrama de interacción en 7° Piso, considerando flexión biaxial.**

Sección:

- 50x70xm;  $f'c = 210 \text{ Kg / cm}^2$ ; 10 $\Phi$ 1"

Casos de carga:

- 1.4 CM + 1.7 CV:

$$P_u = 405 \text{ Ton} , \mu_{uY} = 7.3 \text{ Ton.m}$$

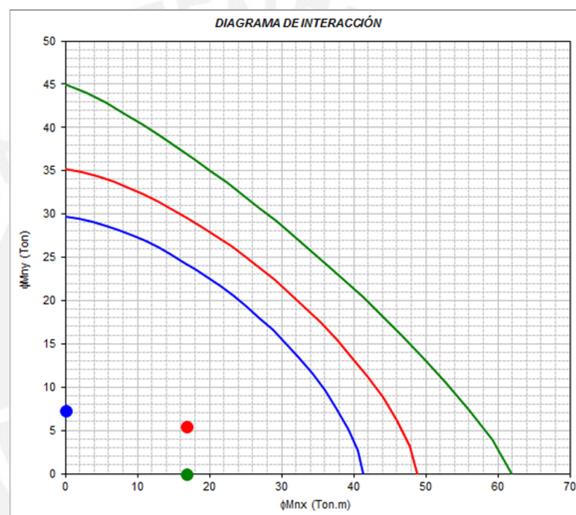
- 1.25 CM + 1.25 CV + 1.0 CS<sub>x</sub>:

$$P_u = 354 \text{ Ton} , \mu_{uX} = 16.9 \text{ Ton.m} \quad \mu_{uY} = 5.4 \text{ Ton.m}$$

- 0.9 CM + 1.0 CS<sub>x</sub>:

$$P_u = 198 \text{ Ton} , \mu_{uX} = 16.9 \text{ Ton.m}$$

Diagrama de interacción:



**Figura 37:** Diagrama de Interacción de P1, en el 7° Piso.

**Diagrama de interacción en 9° Piso.**

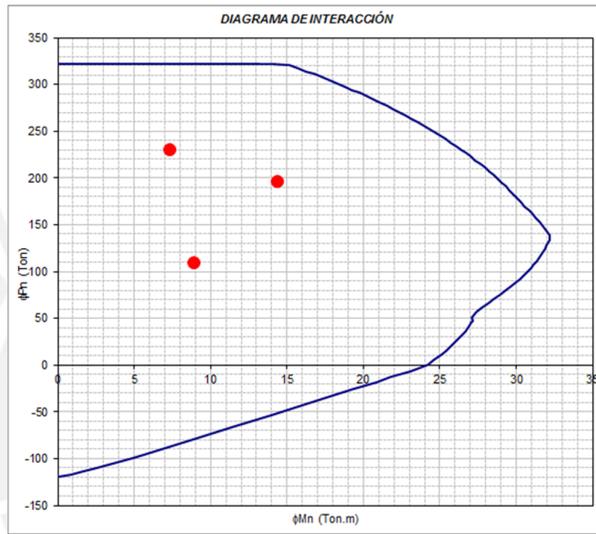
Sección:

- 50x50xm;  $f'c = 210 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ ;  $8\Phi 1''$

Casos de carga:

- 1.4 CM + 1.7 CV:  $Pu = 231 \text{ Ton}$  ,  $Mu = 7.3 \text{ Ton.m}$
- 1.25 CM + 1.25 CV + 1.0 CS<sub>Y</sub>:  $Pu = 197 \text{ Ton}$  ,  $Mu = 14.3 \text{ Ton.m}$
- 0.9 CM + 1.0 CS<sub>Y</sub>:  $Pu = 110 \text{ Ton}$  ,  $Mu = 8.9 \text{ Ton.m}$

Diagrama de interacción:



**Figura 383:** Diagrama de Interacción de P1, en el 9° Piso.

**f) Diseño por corte.**

Dado que las fuerzas de corte calculadas en el análisis son relativamente bajas, predominará el diseño por capacidad que se indica como requisito en el Capítulo 21 de la Norma de Concreto Armado E.060. Las fórmulas utilizadas para calcular la resistencia por corte del concreto y el refuerzo máximo a considerar son:

- $\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times \left( 1 + \frac{Pu}{140 \times Ag} \right) \times b \times d$
- $Vs_{MAX} = 2.1 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$

**Cortante en el 1° Piso.**

Sección:

- 50x100xm;  $f'c = 280 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ ;  $32\Phi 1''$

Diseño por Capacidad,

Se verificará que la fuerza de cortante de diseño  $V_u$  de la columna no sea menor que el menor valor obtenido entre a) y b):

- a)  $V_u = (M_{ni} + M_{ns}) / h_n = 177 \text{ Ton}$
- b)  $V_u = 1.25 CM + 1.25 CV + 2.5 V_{SIS} = 18.1 \text{ Ton}$
- $V_u = 18.1 \text{ Ton}$ , menor de a) y b)
- $\Phi V_C = 75.2 \text{ Ton}$

Estribos de Confinamiento:

Se dispondrán de estribos de confinamiento en ambos extremos de la columna medida desde la cara de cada nudo a distancia "Lo" no menor de:

- $Ln / 6 = 63 \text{ cm}$
- La máxima dimensión de la columna = 100cm
- 50cm

Los estribos irán espaciados según el menor valor de:

- $8 db = 20.3 \text{ cm } (\Phi 1")$
- La mitad de la menor dimensión de la columna = 25cm
- 10 cm

Fuera de la zona de confinamiento los estribos deberán estar separados como máximo 30cm.

**Cortante en el 7° Piso.**Sección:

- $50 \times 70 \text{ cm}$ ;  $f'c = 210 \text{ Kg / cm}^2$ ;  $10\Phi 1"$

Diseño por Capacidad,

Se verificará que la fuerza de cortante de diseño  $V_u$  de la columna no sea menor que el menor valor obtenido entre a) y b):

- a)  $V_u = (M_{ni} + M_{ns}) / h_n = 34.7 \text{ Ton}$
- b)  $V_u = 1.25 CM + 1.25 CV + 2.5 V_{SIS} = 22.8 \text{ Ton}$
- $V_u = 22.8 \text{ Ton}$ , menor de a) y b)
- $\Phi V_C = 35.6 \text{ Ton}$

Estribos de Confinamiento:

Se dispondrán de estribos de confinamiento en ambos extremos de la columna medida desde la cara de cada nudo a distancia "Lo" no menor de:

- $Ln / 6 = 63 \text{ cm}$
- La máxima dimensión de la columna = 70cm
- 50cm

Los estribos irán espaciados según el menor valor de:

- 8 db = 20.3cm ( $\Phi 1''$ )
- La mitad de la menor dimensión de la columna = 25cm
- 10 cm

Fuera de la zona de confinamiento los estribos deberán estar separados como máximo 30cm.

### **Cortante en el 11° Piso.**

#### Sección:

- 50x50xm;  $f'c = 210 \text{ Kg / cm}^2$ ; 4 $\Phi 1''$ + 4 $\Phi 3/4''$

#### Diseño por Capacidad.

Se verificará que la fuerza de cortante de diseño  $V_u$  de la columna no sea menor que el menor valor obtenido entre a) y b):

- a)  $V_u = (M_{ni} + M_{ns}) / h_n = 23.9 \text{ Ton}$
- b)  $V_u = 1.25 \text{ CM} + 1.25 \text{ CV} + 2.5 V_{\text{SIS}} = 13.1 \text{ Ton}$
- $V_u = 13.1 \text{ Ton}$ , menor de a) y b)
- $\Phi V_c = 16.4 \text{ Ton}$

#### Estribos de Confinamiento:

Se dispondrán de estribos de confinamiento en ambos extremos de la columna medida desde la cara de cada nudo a distancia "Lo" no menor de:

- $L_n / 6 = 63 \text{ cm}$
- La máxima dimensión de la columna = 50cm
- 50cm

Los estribos irán espaciados según el menor valor de:

- 8 db = 15.24cm ( $\Phi 3/4''$ )
- La mitad de la menor dimensión de la columna = 25cm
- 10 cm

Fuera de la zona de confinamiento los estribos deberán estar separados como máximo 30cm.

### **8.3 Ejemplo de Diseño Columna P2.**

La columna P2 de sección 50x70 cm tiene como mayor sollicitación el momento de cargas de gravedad que le transfiere el pórtico de la viga principal. Las cargas de gravedad en esta columna son menores, por lo que sólo se verificará su resistencia a la flexo compresión en el 7° Piso, donde se tiene un  $f'c = 210 \text{ kg / cm}^2$ .

**Diagrama de interacción en 7° Piso.**

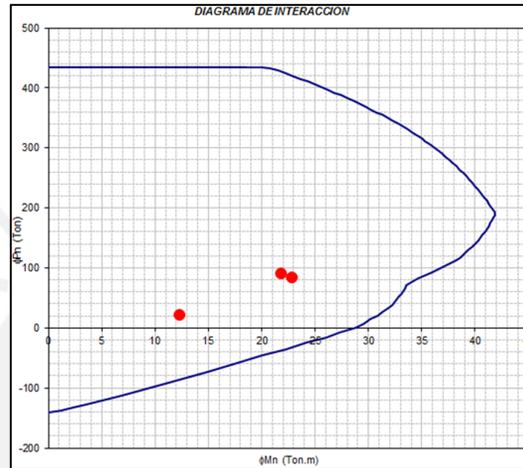
Sección:

- 70x50cm;  $f'c = 210 \text{ Kg / cm}^2$ ;  $4\Phi 1'' + 6 \Phi 3/4''$

Casos de carga:

- 1.4 CM + 1.7 CV:  $P_u = 92 \text{ Ton}$  ,  $M_u = 21.8 \text{ Ton.m}$
- 1.25 CM + 1.25 CV + 1.0 CS<sub>y</sub>:  $P_u = 85 \text{ Ton}$  ,  $M_u = 22.8 \text{ Ton.m}$
- 0.9 CM + 1.0 CS<sub>y</sub>:  $P_u = 23 \text{ Ton}$  ,  $M_u = 12.2 \text{ Ton.m}$

Diagrama de interacción:



**Figura 39:** Diagrama de Interacción de P2, en el 7° Piso.

**8.4 Ejemplo de Diseño Columna P3.**

La columna P3 de sección 50x50 cm tiene como principal requerimiento la compresión, por lo que sólo se verificará su resistencia a la compresión en el 1° y 7° Piso para la combinación de cargas 1.4 CM + 1.7 CV.

**Diseño por compresión.**

Diseño por Compresión							
NIVEL	Sección (cm x cm)	$f'c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Carga Últ. (Ton.)	As col. (cm <sup>2</sup> )	Cuantía (%)	$\alpha\Phi Po$ (Ton.)	Refuerzo (varillas)
7	50x50	210	179	31.76	1.27	321	$4\Phi 1'' + 4\Phi 3/4''$
1	50x50	280	394	40.80	1.63	424	$8\Phi 1''$

**Tabla 27** Diseño por compresión de la columna P3

## CAPÍTULO 9: DISEÑO DE MUROS DE CORTE

### 9.1 Introducción.

Los muros de corte o placas son elementos estructurales que poseen gran rigidez lateral y resistencia, por lo que toman la mayor parte de las fuerzas sísmicas en la estructura y controlan los desplazamientos laterales. Esto se debe a que tienen una dimensión mayor muy superior a su ancho. Los muros de corte también tienen la función de transmitir las cargas de gravedad que reciben de las losas y vigas a la cimentación.

El diseño de muros de corte en concreto armado se realiza por el método de resistencia para requerimientos de flexo-compresión y cortante. El diseño debe cumplir con la Norma de Concreto Armado E.060, teniendo especial cuidado en los requerimientos del Capítulo 21: Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico. La estructura califica como Dual Tipo 1 en X y como Muros Estructurales en Y.

### 9.2 Ejemplo de Diseño Placa PL1.

Se presenta como ejemplo el diseño de la Placa PL1, ver **Figura 40**.

#### a) Secciones.

Para el análisis sísmico de la edificación la placa PL1 fue dividida en un elemento largo en forma de “C” que trabaja en la dirección “Y-Y” y tres elementos cortos en forma de “L”s y “T” que trabajan en la dirección “X-X”. En la **Figura 41** se muestra los elementos considerados en el análisis sísmico para ambas direcciones, en la figura se ha achurado la dirección en la que trabaja cada placa. Su espesor es de 25cm y se mantiene constante en toda la altura. La resistencia característica del concreto  $f_c$  es de 280 Kg/cm<sup>2</sup> del 1° al 6° piso y 210 Kg/cm<sup>2</sup> del 7° al 11° piso.

La esbeltez de placa es adecuada, ya que se cumple con la relación  $h / 25$  que plantea la Norma Técnica E.060

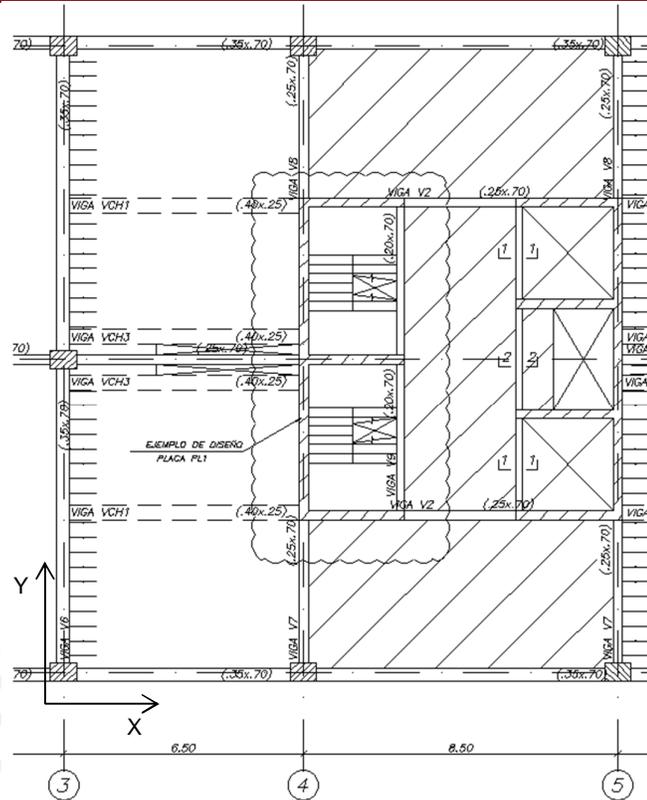


Figura 40: Encofrado mostrando la Placa PL1 para el ejemplo de diseño

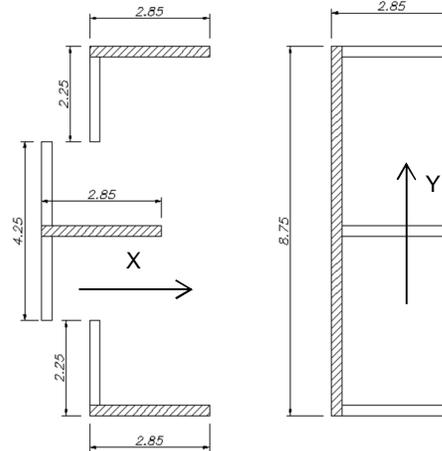


Figura 41: División de placas analizadas en “X” y en “Y” para el ejemplo de diseño

**b) Cargas.**

Las cargas muertas y cargas vivas consideradas en el metrado de cargas son:

- Losa aligerada h=25cm;  $w_{cm} = 350 \text{ kg/m}^2$
- Losa maciza h=20cm;  $w_{cm} = 480 \text{ kg/m}^2$
- Losa maciza escaleras;  $w_{cm} = 510 \text{ kg/m}^2$
- Piso terminado;  $w_{cm} = 100 \text{ kg/m}^2$

- Tabique h = 2.60m;  $w_{cm} = 650 \text{ kg/m}$
- Sobrecarga de oficinas / baños;  $w_{cv} = 250 \text{ kg/m}^2$
- Tabiquería móvil;  $w_{cv} = 100 \text{ kg/m}^2$
- Sobrecarga de corredores;  $w_{cv} = 400 \text{ kg/m}^2$

Se deberá incluir el peso propio de la placa y de las vigas. Con estos pesos se realizó el metrado de cargas de la placa obteniendo las cargas muertas y vivas en cada nivel de la edificación.

**c) Modelo para el análisis.**

Las fuerzas cortantes, momentos flectores y fuerzas axiales de sismo fueron obtenidas del análisis sísmico realizado, *Capítulo 5*. El proceso de diseño contempló primero diseñar las “L” en la dirección X por flexo-compresión y cortante y luego, con este diseño, verificar por flexo-compresión la placa en C en la dirección Y para finalmente diseñarla por corte.

**d) Resultados del análisis.**

A continuación se muestra una tabla con los requerimientos de la placa en cada nivel en cada dirección de análisis.

Cargas actuantes en X, placa en L						
NIVEL	f'c (Kg / cm <sup>2</sup> )	Carga Muerta (Ton.)	Carga Viva (Ton.)	Axial Sismo (Ton.)	Cortante Sismo (Ton.)	Momento Sismo (Ton.m)
12	210	9.1	0.6	0	3	7
11	210	47.0	13.7	8.6	10	41
10	210	84.8	26.8	18.3	15	60
9	210	122.7	39.9	29.8	18	78
8	210	160.5	53.0	42.5	20	94
7	210	198.4	66.1	56.2	20	105
6	280	236.2	79.2	70.8	22	110
5	280	274.1	92.3	85.5	27	114
4	280	311.9	105.4	103.2	31	129
3	280	349.8	118.5	120.3	38	183
2	280	387.6	131.6	136.0	46	284
1	280	425.5	144.7	146.7	49	426

**Tabla 28** Resumen de cargas actuantes en la placa PL1 en la dirección X

Cargas actuantes en Y, placa en C					
NIVEL	f'c (Kg / cm <sup>2</sup> )	Carga Muerta (Ton.)	Carga Viva (Ton.)	Cortante Sismo (Ton.)	Momento Sismo (Ton.m)
12	210	30.8	2.5	6	16
11	210	167.0	43.9	42	178
10	210	303.2	85.3	76	367
9	210	439.4	126.7	101	612
8	210	575.6	168.1	119	888
7	210	711.8	209.5	133	1,172
6	280	848.0	250.9	157	1,513
5	280	984.2	292.3	179	1,939
4	280	1,120.4	333.7	203	2,466
3	280	1,256.6	375.1	229	3,115
2	280	1,392.8	416.5	246	3,875
1	280	1,529.0	457.9	210	4,564

**Tabla 29** Resumen de cargas actuantes en la placa PL1 en la dirección Y

**e) Diseño por flexo-compresión, placa en X.**

De los metrados de cargas realizados se observa que el máximo requerimiento de la placa por flexo-compresión es en el primer piso, por lo que se diseñó la placa en este nivel y se verificó el diseño en los pisos superiores reduciendo el acero en los núcleos de ser posible.

En los tres primeros pisos se deberá realizar el diagrama de interacción de placa calculando la relación  $M_n / M_{ua}$ . Este valor servirá para amplificar la fuerza cortante en cada nivel, según las disposiciones del Capítulo 21 de la Norma E.060.

**Diagrama de interacción en 1° Piso.**

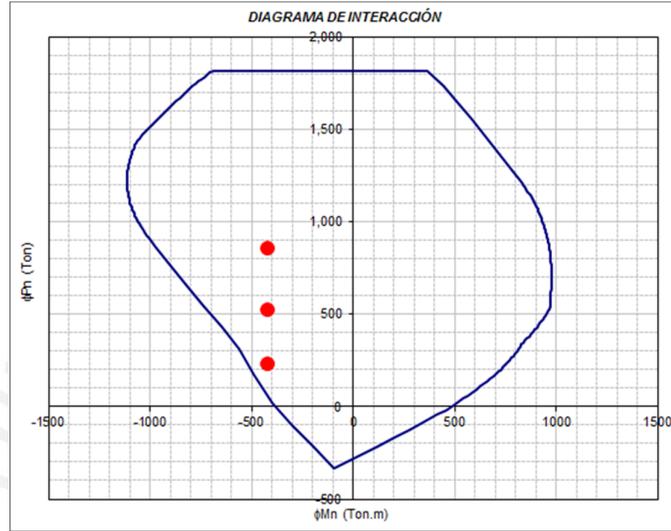
Sección y refuerzo:

- Placa en L 25x285cm; f'c = 280 Kg / cm<sup>2</sup>;
- Núcleo confinado en un borde extremo con 6  $\Phi$  1"
- El ala tiene longitud de 225cm con un núcleo confinado con 8  $\Phi$  3/4" y dos filas de  $\Phi$  3/8" @ 20cm
- El fierro distribuido en la zona central es de dos filas de  $\Phi$  3/8" @ 20cm

Casos de carga:

- 1.4 CM + 1./ CV Pu = 842 Ton
- 1.25 CM + 1.25 CV + 1.0 CS<sub>Y</sub>: Pu = 859 Ton , Mu = 426 Ton.m
- 0.9 CM + 1.0 CS<sub>Y</sub>: Pu = 529 Ton , Mu = 426 Ton.m
- 0.9 CM - 1.0 CS<sub>Y</sub>: Pu = 236 Ton , Mu = 426 Ton.m

Diagrama de interacción:



$$Mn / Mua = 1.25$$

**Figura 42:** Diagrama de Interacción de Placa PL1, en la dirección X en el 1° Piso.

La dimensión de los núcleos confinados de borde fue verificada de acuerdo al Acápite 21.9.7.6 de la Norma Técnica E.060 encontrándose que todas las varillas de la placa necesitan estar confinadaa los primeros 3 pisos. Adicionalmente se ha considerado que en los dos niveles siguientes (pisos 4 y 5) se coloquen estribos de confinamiento intercalados en el refuerzo distribuido de la placa. En los pisos restantes no es necesario confinar las varillas intermedias.

**f) Diseño por corte, placa en X.**

Las fórmulas utilizadas para calcular la resistencia por corte del concreto y el refuerzo máximo a considerar son:

- $\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times 0.8l \times b = 43Ton$
- $\Phi Vn_{MAX} = 2.6 \times \sqrt{f'c} \times 0.8l \times b = 248Ton$

En los primeros tres pisos el cortante de diseño se amplificará según la relación:

$$Vu \geq Vua \cdot \frac{M_n}{M_{ua}}$$

Sección:

- 25x285cm;  $f'c = 280 \text{ Kg / cm}^2$ ;

Diseño:

- $V_u = 104 \text{ Ton}$
- $V_s = V_u / \Phi - V_c$ ;  $V_s = 71.5 \text{ Ton}$
- $s = \frac{As \times fy \times d}{V_s} = 19\text{cm}$  (Considerando estribos de  $\Phi 3/8''$ )

**g) Diseño por flexo-compresión, placa en Y.**

Se partió del diseño realizado para las placas en X, realizando diagramas de interacción para verificar la flexo-compresión en cada nivel. En los tres primeros pisos se deberá calcular la relación  $M_n / M_{ua}$ .

**Diagrama de interacción en 1° Piso.**

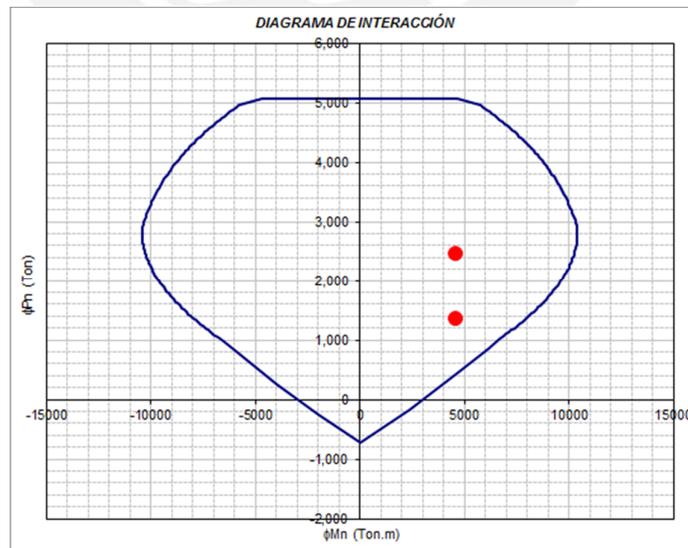
Sección y refuerzo:

- Placa en C 25x875cm;  $f'c = 280 \text{ Kg / cm}^2$ ;
- Núcleo confinado en un borde extremo con  $66.1\text{cm}^2$  de acero.
- El fierro distribuido en la zona central es de dos filas de  $\Phi 3/8'' @ 20\text{cm}$

Casos de carga:

- 1.25 CM + 1.25 CV + 1.0 CS<sub>y</sub>:  $P_u = 2,484 \text{ Ton}$  ,  $M_u = 4564 \text{ Ton.m}$
- 0.9 CM + 1.0 CS<sub>y</sub>:  $P_u = 1,376 \text{ Ton}$  ,  $M_u = 4564 \text{ Ton.m}$

Diagrama de interacción:



$M_n / M_{ua} = 1.75$

**Figura 43:** Diagrama de Interacción de Placa PL1, en la dirección Y en el 1° Piso.

La dimensión de los núcleos confinados de borde fue verificada de acuerdo al Acápite 21.9.7.6 de la Norma Técnica E.060 encontrándose que todas las varillas de la placa necesitan estar confinadas los primeros 3 pisos. Adicionalmente se ha considerado que en los dos niveles siguientes (pisos 4 y 5) se coloquen estribos de confinamiento intercalados en el refuerzo distribuido de la placa. En los pisos restantes no es necesario confinar las varillas intermedias.

#### h) Diseño por corte, placa en Y.

Las fórmulas utilizadas para calcular la resistencia por corte del concreto y el refuerzo máximo a considerar son:

- $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times 0.8l \times b = 131.9 \text{Ton}$
- $\Phi V_{n_{MAX}} = 2.6 \times \sqrt{f'c} \times 0.8l \times b = 761.4 \text{Ton}$

En los primeros tres pisos el cortante de diseño se amplificará según la siguiente relación:

$$-V_u \geq V_{ua} \cdot \frac{M_n}{M_{ua}}$$

#### Sección:

- 25x875cm;  $f'c = 280 \text{ Kg / cm}^2$ ;

#### Diseño:

- $V_u = 526.7 \text{ Ton}$
- $V_s = V_u / \Phi - V_c$ ;  $V_s = 464 \text{ Ton}$
- $s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = 16 \text{cm}$  (Considerando estribos de  $\Phi 1/2''$ )

## CAPÍTULO 10: DISEÑO DE CIMENTACIONES

### 10.1 Introducción.

Las cimentaciones son los elementos estructurales que reciben la carga vertical y momentos de las columnas y muros de corte y los transmiten al terreno. El suelo sobre el cual se cimenta el edificio está conformado por la grava típica de Lima, cuya capacidad portante es de  $4 \text{ Kg/cm}^2$ . La profundidad mínima de cimentación es de 1.20 por debajo del terreno natural.

Como se indicó en el *Capítulo 1*, no existen estructuras vecinas cercanas, por lo que se emplearán cimentaciones superficiales conformadas por zapatas aisladas y plateas de cimentación.

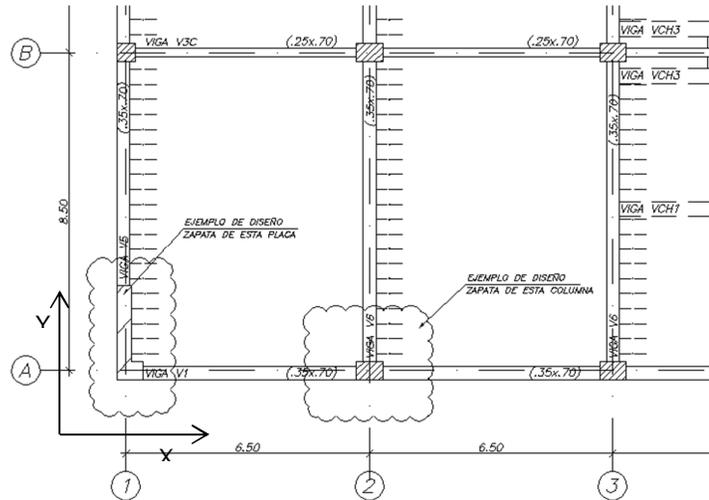
El diseño de las cimentaciones se divide en dos etapas. Primero se deberá dimensionar los elementos para que sean capaces de transmitir una presión menor a la presión admisible del terreno. Luego se procede al diseño en concreto armado para cumplir con los requerimientos por flexión, cortante y punzonamiento según los lineamientos de la Norma de Técnica E.060.

Se permite incrementar en un 30% el valor de la presión admisible del suelo para cargas de sismo, tal como se indica en el artículo 15.2.4 de la Norma de Concreto E.060, ya que este tipo de cargas es temporal. Así mismo, las fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores de sismo obtenidos mediante en el análisis sísmico del *Capítulo 5* se encuentran nivel de resistencia de la estructura, razón por la cual deben ser reducidos al 80%. En el cálculo de presiones no se admitirán tracciones en el terreno.

### 10.2 Ejemplo de Diseño de Zapata Z2.

Se presenta el diseño de la zapata Z-2 que recibe a la columna P2, ver **Figura 44**.

Las fuerzas cortantes indicadas en la **Tabla 30**, deberán ser multiplicadas por la profundidad de la zapata y deberán ser sumadas a los momentos que se tenían para obtener los momentos actuantes en el fondo de la zapata.



**Figura 44:** Encofrado mostrando columna y placa para el ejemplo de diseño de zapatas.

**a) Cargas.**

Del metrado de cargas de gravedad y del análisis sísmico obtenemos las siguientes fuerzas y momentos en la base de la estructura:

Cargas actuantes en Zapata Z2					
Solicitación	Carga Axial (Ton.)	Momento en X (Ton.m)	Momento en Y (Ton.m)	Cortante en X (Ton.)	Cortante en Y (Ton)
Carga Muerta	254	0	4.1	0	3.3
Carga Viva	105	0	3.0	0	2.42
Carga Sismo X	1.6	8.4	0	3.1	0
Carga Sismo Y	20.9	0	3.3	0	1.1

**Tabla 30** Resumen de cargas actuantes en la zapata Z2, sismo al 80%

**b) Verificación de la presión admisible.**

Predimensionamiento:

Se realiza un predimensionamiento por cargas axiales de gravedad para obtener las dimensiones de la zapata. Se consideró el 90% de la presión admisible del terreno y un peso propio de la zapata y el suelo del orden de 5% del peso.

-  $0.9 \sigma_{adm} = (P_{cm} + P_{cv}) / \text{Área}$  ; Área = 10.47 m<sup>2</sup> (Lados: 3.20 x 3.40m)

Verificación de la presión admisible:

Se considera que el fondo de la zapata se encontrará a 1.20m de profundidad del nivel del terreno para calcular los momentos actuantes y el peso propio de la zapata. Para calcular las presiones en el terreno se utiliza la siguiente fórmula:

$$\sigma = \frac{P}{B \times L} \left( 1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

Dónde: P = Carga Axial; e = Excentricidad de la carga (M / P); M = Momento actuante; B = Longitud transversal de la zapata; L = Longitud principal (en la dirección del momento) de la zapata.

Fórmula aplicable para excentricidades de carga menores a L/6.

Las cargas y momentos deberán estar en servicio. Esta fórmula es válida para una distribución trapezoidal de la presión en la que la excentricidad es menor a un sexto de la longitud (e ≤ L / 6).

Presiones Actuantes en Z2			
Caso	$\sigma_{adm}$ (Ton / m <sup>2</sup> )	$\sigma_{act1}$ (Ton / m <sup>2</sup> )	$\sigma_{act2}$ (Ton / m <sup>2</sup> )
Gravedad X	40	35.4	35.4
Gravedad Y	40	33.0	37.8
Sismo X	52	31.1	39.9
Sismo Y	52	32.2	37.8

**Tabla 31** Resumen de presiones actuantes en la zapata Z2 (3.20 x 3.40m)

**c) Diseño en concreto armado.**

Carga actuante:

Para determinar la carga actuante se calcularon nuevamente las presiones actuantes, pero esta vez amplificando las cargas de acuerdo a las combinaciones de la Norma Técnica E.060. Para esta etapa no se consideró el peso propio.

Presiones últimas en Z2	
Caso	$\sigma_{ult}$ (Ton / m <sup>2</sup> )
Gravedad X	49.1
Gravedad Y	52.8
Sismo X	46.9
Sismo Y	45.3

**Tabla 32** Resumen de presiones últimas en la zapata Z2

Diseño por flexión:

Se diseña la zapata como un elemento en voladizo. Se ha analizado una franja de un metro de ancho con un peralte de 90cm y un concreto de 210 Kg /cm<sup>2</sup>:

- $M_u = w_u \times l^2 / 2 = 48.1 \text{ Ton} \times \text{m}$   
 $K_u = 7.5; A_s = 16.3 \text{ cm}^2 (\Phi 3/4" @ 15\text{cm})$

Diseño por corte:

Se verifica el peralte de la zapata evaluando el cortante a “d” de la cara:

- $V_u = w_u \times (l - d) = 23.8 \text{ Ton}$
- $\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d = 52.2 \text{ Ton}$

Diseño por punzonamiento:

Se verifica el peralte de la zapata evaluando el punzonamiento en un perímetro a “d/2” de la cara de la columna:

- $V_u = P_u - w_u \times A_o = 465.1 \text{ Ton}$

La resistencia del concreto al punzonamiento será el menor valor de:

- $\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \times (1 + 2 / \beta) = 710.3 \text{ Ton}$
- $\Phi V_c = 0.85 \times 0.27 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \times (\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2) = 1149.4 \text{ Ton}$
- $\Phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d = 584.9 \text{ Ton}$

**10.3 Ejemplo de Diseño de Zapata de la Placa Lateral, ZL.**

**a) Cargas.**

Del metrado de cargas de gravedad y del análisis sísmico obtenemos las fuerzas y momentos en la base de la estructura que se muestran en la **tabla 31**. Para el diseño, se trabajará principalmente con las acciones del sismo en la dirección Y, ya que es en esta dirección en la cual está orientada la placa, absorbiendo mayores cortantes y momentos.

Cargas actuantes en Zapata ZL			
Solicitud	Carga Axial (Ton.)	Momento en Y (Ton.m)	Cortante en Y (Ton)
Carga Muerta	240	1.2	2.3
Carga Viva	69	0.8	1.5
Carga Sismo Y	38.4	204.0	29.6

**Tabla 33** Resumen de cargas actuantes en la zapata ZL

Las cargas de sismo se encuentran reducidas al 80%. Las fuerzas cortantes deberán ser multiplicadas por la profundidad de la zapata para obtener los momentos actuantes en el fondo de la zapata.

**b) Verificación de la presión admisible.**

Predimensionamiento:

Se realiza un predimensionamiento por cargas axiales de gravedad para obtener las dimensiones de la zapata. Se considerando el 90% de la presión admisible del terreno y un peso propio de la zapata y el suelo del orden de 5% del peso.

$$- 0.9 \sigma_{adm} = (P_{cm} + P_{cv}) / \text{Área} ; \quad \text{Área} = 9.01 \text{ m}^2 \text{ (Lados: } 2.00 \times 4.50\text{m)}$$

Verificación de la presión admisible:

Se considera que el fondo de la zapata se encontrará a 1.20m de profundidad del nivel del terreno para calcular los momentos actuantes y el peso propio de la zapata. Se trabajó de forma similar que para la zapata aislada utilizando las siguientes fórmulas:

$$\sigma = \frac{P}{B \times L} \left( 1 \pm \frac{6e}{L} \right), \text{ cuando } e < L/6$$

$$\sigma = \frac{2P}{3B \left( \frac{L}{2} - e \right)}, \text{ cuando } e > L/6$$

Presiones Actuantes en ZL			
Caso	$\sigma_{adm}$ (Ton / m <sup>2</sup> )	$\sigma_{act1}$ (Ton / m <sup>2</sup> )	$\sigma_{act2}$ (Ton / m <sup>2</sup> )
Gravedad Y	40	35.9	37.8
Sismo Y	52	4.6	77.6

**Tabla 34** Resumen de presiones actuantes en la zapata ZL (2.00 x 4.50m)

Dado que los efectos de sismo predominan en el diseño, el predimensionamiento por cargas de gravedad resulta insuficiente siendo necesario incrementar las dimensiones de la zapata a una de lados: 2.50 x 5.20m

Presiones Actuantes en ZL			
Caso	$\sigma_{adm}$ (Ton / m <sup>2</sup> )	$\sigma_{act1}$ (Ton / m <sup>2</sup> )	$\sigma_{act2}$ (Ton / m <sup>2</sup> )
Sismo Y	52	7.34	51.1

**Tabla 35** Resumen de presiones actuantes en la zapata ZL (2.50 x 5.20m)

**c) Diseño en concreto armado.**

Carga actuante:

Para determinar la carga actuante se calcularon nuevamente las presiones actuantes, pero esta vez amplificando las cargas de acuerdo a las combinaciones de la Norma Técnica E.060. Para esta etapa no se consideró el peso propio.

Presiones últimas en ZL	
Caso	$\sigma_{ult}$ (Ton / m <sup>2</sup> )
Gravedad Y	35.8
Sismo Y	60.8

**Tabla 36** Resumen de presiones últimas en la zapata ZL

Diseño por flexión en Y:

Se diseña la zapata como un elemento en voladizo. Se ha analizado para una franja de un metro de ancho considerando un peralte de 80cm para la zapata y un concreto de 210 Kg /cm<sup>2</sup>:

- $M_u = w_u \times l^2 / 2 = 55.4 \text{ Ton} \times \text{m}$   
 $K_u = 11.3; A_s = 21.73 \text{ cm}^2 (\Phi 1" @ 20\text{cm})$

Diseño por flexión en X:

- $M_u = w_u \times l^2 / 2 = 33.5 \text{ Ton} \times \text{m}$   
 $K_u = 6.5; A_s = 11.02 \text{ cm}^2 (\Phi 3/4" @ 20\text{cm})$

Diseño por corte:

Se verifica el peralte de la zapata evaluando el cortante a “d” de la cara:

- $V_u = w_u \times (l - d) = 33.4 \text{ Ton}$
- $\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d = 45.7 \text{ Ton}$

Diseño por punzonamiento:

Se verifica el peralte de la zapata evaluando el punzonamiento en un perímetro a “d/2” de la cara de la columna:

- $V_u = P_u - w_u \times A_o = 311.5 \text{ Ton}$

La resistencia del concreto al punzonamiento será el menor valor de:

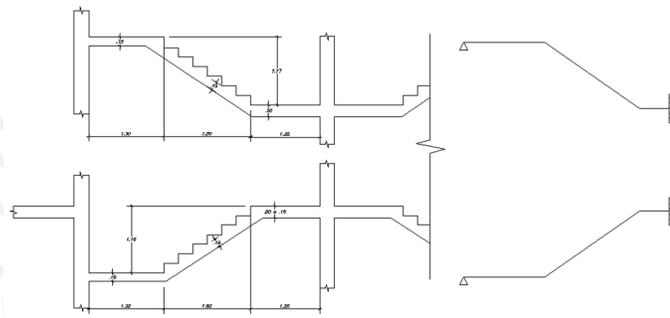
- $\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \times (1 + 2 / \beta) = 542.9 \text{ Ton}$
- $\Phi V_c = 0.85 \times 0.27 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \times (\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2) = 745.0 \text{ Ton}$
- $\Phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d = 822.6 \text{ Ton}$

## CAPÍTULO 11: DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS

### 11.1 Diseño de la Escalera.

Las escaleras son diseñadas para cargas de gravedad por requerimientos de flexión y corte. La geometría ha sido definida en arquitectura quedando un tramo típico que se apoya entre los muros de corte de la caja de escaleras.

Se ha considerado una losa maciza de 15cm de peralte para los descansos y una garganta de 15cm para el desarrollo de la escalera. La geometría del tramo típico y el modelo para el análisis estructural se muestran en la siguiente figura:



**Figura 45** – Geometría y modelo del paño típico de la escalera

Las cargas que actúan en la escalera son el peso propio y una sobrecarga de 400 Kg /m<sup>2</sup>. La escalera ha sido modelada considerando que se apoya en el medio del descanso continuo, ya que en esta zona la losa trabajará en dos direcciones y en el muro de la caja en el otro extremo. Del análisis realizado obtenemos las siguientes sollicitaciones:

- $V_u = 5.67$  Ton;  $M_u = 2.95$  Ton.m

#### Sección:

- $b = 120$ cm ;  $d = 12$ cm ;  $f'c = 210$  Kg / cm<sup>2</sup>

#### Diseño por flexión:

- $M_u = 2.95$  Ton x m  
 $K_u = 17.1$ ;  $A_s = 6.89$  cm<sup>2</sup> (6Φ 1/2)

#### Diseño por corte:

- $V_u = 3.27$  Ton
- $\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 9.40$  Ton

## 11.2 Diseño de Columnetas de Arriostre de Tabiquería C1

La tabiquería interior será de albañilería confinada, conformada por ladrillos de albañilería King Kong, columnetas y soleras de concreto armado. Estos elementos son no estructurales y serán diseñados para fuerzas perpendiculares a su plano.

Cabe mencionar nuevamente que la altura de piso a fondo de viga es de 3.10m y se ha considerado tabiques de 2.85m de alto. Por esta razón, se deberá separar la tabiquería de la estructura mediante juntas rellenas con poliestireno expandido de 1", ya que de no hacerlo se tendrían zonas donde se formarían columnas cortas.

Los paños típicos comprenden tabiques de soga con columnas de arriostre de 25x14cm espaciadas cada 2.80m a ejes como máximo. Las columnetas C1 se encuentran en voladizo. La Norma de Diseño Sismoresistente indica que para elementos no estructurales la fuerza sísmica actuante puede estimarse como un porcentaje del peso del elemento, según la siguiente expresión:

$$V = Z \times U \times C1 \times P = 0.36 P$$

Dónde: Z y U quedaron definidos en el análisis sísmico del *Capítulo 3*;  $C1 = 0.9$  para tabiques interiores; P es el peso; y V es la fuerza sísmica actuando a 2/3 de la altura del muro (voladizo).

Con estos valores procedemos al diseño de las columnetas que serán diseñadas por flexión y cortante.

### Sección:

- $b = 25\text{cm}$  ;  $d = 12\text{cm}$  ;  $f'c = 210 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ ;  $P = 2,124 \text{ Kg}$  (Peso de 2.85m de muro)

### Diseño por corte:

- $V_u = 765 \text{ Kg}$
- $\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 2,154 \text{ Kg}$

### Diseño por flexión:

- $M_u = 1,453 \text{ Kg} \times \text{m}$
- $K_u = 40.4$ ;  $A_s = 3.76 \text{ cm}^2$  (  $2\Phi 1/2" + 1\Phi 1/2"$ , a cada lado )

### 11.3 Diseño de Muros de Cisterna

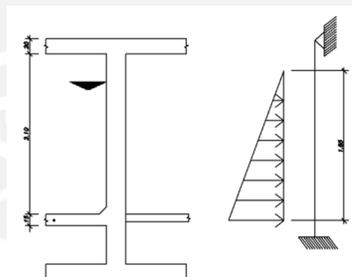
La dotación de agua fría para un edificio de oficinas es de 6 Lts/día por  $m^2$  de área útil, según el RNE para Instalaciones Sanitarias IS010. El área útil es de aproximadamente  $764m^2$  por piso, lo que nos da una dotación diaria de 50,424 Lts/día. El área de la cisterna de agua fría es del orden de  $34m^2$ , por lo que tenemos una altura de agua  $h=1.50m$ .

El reservorio contra incendios deberá tener una capacidad de 95,000 Litros. El área de la cisterna contra incendios es del orden de  $57.7m^2$ , por lo que tenemos una altura de agua  $h=1.65m$ .

La altura mínima libre de las cisternas será de 45cm, considerando las recomendaciones del RNE:

- 20cm: Distancia entre el techo del depósito y el eje del tubo de entrada del agua.
- 15cm: Distancia vertical entre los ejes de tubos de rebose y entrada del agua.
- 10cm: Distancia vertical entre el eje del tubo de rebose y el máximo nivel del agua.

Los muros de la cisterna son de 25cm de espesor. Se presenta como ejemplo el diseño del muro que tiene agua sólo a un lado.



**Figura 46 – Modelo el muro**

Sección:

- $b = 100cm$  ;  $d = 21cm$  ;  $f'c = 280 Kg / cm^2$ ;

Diseño por corte:

- $V_u = 5.1 Ton$
- $\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 13.7Ton$

Diseño por flexión:

- $M_u = 0.81 Ton \times m$
- $K_u = 1.8$ ;  $A_s = 1.01 cm^2$  ( $\Phi 3/8@.20$  a cada lado, fierro mínimo)

## COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

1. La estructura ha sido diseñada de acuerdo a las disposiciones de las Normas Técnicas de Edificación, en sus versiones vigentes, que componen el Reglamento Nacional de Edificaciones.
2. La estructuración planteada cumple con proporcionar una adecuada rigidez lateral en ambas direcciones. Las derivas de entrepiso calculadas en los análisis sísmicos se encuentran dentro de los límites permitidos por la Norma de Diseño Sismoresistente E.030. Para que el edificio tenga un comportamiento real similar al planteado en los modelos sísmicos se ha considerado lo siguiente:
  - Los tabiques de albañilería han sido separados de la estructura principal para evitar el problema de columnas cortas y para que no tomen esfuerzos sísmicos.
  - En la zona del núcleo de escaleras y ascensores, donde existen varias aberturas en planta, se ha considerado una losa maciza a fin de dar continuidad al diafragma estructural.
  - Se ha controlado el problema de torsión en planta aumentando la rigidez en el perímetro de la planta al colocar pórticos largos en X-X y muros de corte en Y-Y.

Con estas consideraciones se ha logrado mantener las derivas de entrepiso a un máximo de 0.0047, lejos del máximo permitido por la Norma que es 0.0070 y se ha controlado el giro en planta, teniéndose una estructura regular.
3. Las alternativas de techado con losas aligeradas son aproximadamente 10% más económicas que las opciones con losa maciza, teniendo en cuenta los precios actuales de materiales y mano de obra. Las vigas intermedias aumentan el encofrado y la dificultad del proceso constructivo de la obra, por lo que se ha optado por utilizar, como sistema de techado en el proyecto, la losa aligerada sin vigas intermedias.
4. Los elementos de concreto armado han sido diseñados de acuerdo a las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones, buscándose en general no sólo cumplir con que las secciones tengan adecuada resistencia para las

cargas amplificadas, sino también tener cierta holgura en la resistencia por compresión y cortante con el propósito de evitar así la posibilidad de una falla frágil. Se ha respetado y se ha puesto especial cuidado en cumplir con las disposiciones especiales para elementos sísmicos que plantea la Norma en su Capítulo 21 para así tener una estructura dúctil, capaz de disipar energía ante un sismo severo. En elementos con compresiones elevadas por cargas de gravedad y/o momentos de sismo, como es el caso de las columnas interiores y las placas centrales, se ha confinado el concreto con estribos cerrados para evitar desprendimientos del concreto e incrementar la capacidad de deformación en la etapa plástica.

5. Las presiones que transmite la estructura al terreno son menores a la capacidad portante de este y las cimentaciones planteadas cumplen con la NTE E.050 Suelos y Cimentaciones. De acuerdo a la Normas citadas, se permite incrementar en un 30% el valor de la presión admisible del suelo para cargas temporales, como lo son las cargas sísmicas. Además, las fuerzas calculadas en el análisis sísmico son cargas amplificadas, por lo que han sido divididas entre 1.25 para pasarlas a servicio.
6. Gracias a los criterios y conocimientos adquiridos durante mi formación universitaria y la experiencia obtenida a lo largo de mi carrera profesional, puedo concluir que el proyecto diseñado es seguro, funcional y factible.

## BIBLIOGRAFÍA

1. SENCICO. 2004. Norma Técnica de Edificación E.020, Cargas. Reglamento Nacional de Construcciones.
2. SENCICO. 2003. Norma Técnica de Edificación E.030, Diseño Sismorresistente. Reglamento Nacional de Construcciones.
3. SENCICO. 2006. Norma Técnica de Edificación E.050, Suelos y Cimentaciones. Reglamento Nacional de Construcciones.
4. SENCICO. 2009. Norma Técnica de Edificación E.060, Concreto Armado. Reglamento Nacional de Construcciones.
5. SENCICO. 2006. Norma Técnica de Edificación E.070, Albañilería. Reglamento Nacional de Construcciones.
6. Blanco, Antonio. 1997. Estructuración y Diseño de Edificios de Concreto Armado. Segunda. Edición. Colección del Ingeniero Civil, Libro 2.
7. Harmsen, Teodoro. 2000. Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Fondo Editorial PUCP.
8. Ottazzi, Gianfranco. 2012. Apuntes del Curso Concreto Armado 1. Décimo tercera Edición. Fondo Editorial PUCP.
9. Muñoz, Alejandro. 1999. Ingeniería Sismorresistente. Fondo Editorial PUCP.
10. Grupo S10. Publicación Mensual, Costos. N° 233. Agosto de 2013.