

# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

## FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA  
**UNIVERSIDAD  
CATÓLICA**  
DEL PERÚ

### DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS EN ESQUINA

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

**Ricardo Araujo-Alvarez Delgado**

**ASESOR: Ing. Antonio Blanco Blasco**

Lima, Abril del 2011

**CONTENIDO**

<b>1. GENERALIDADES</b>	Pág. 4
<ul style="list-style-type: none"><li>• Objetivos</li><li>• Arquitectura del edificio</li><li>• Reglamentos, cargas de diseño y materiales</li></ul>	
<b>2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO</b>	Pág. 9
<ul style="list-style-type: none"><li>• Criterios de estructuración</li><li>• Estructuración y pre dimensionamiento del edificio</li></ul>	
<b>3. METRADO DE CARGAS</b>	Pág. 17
<ul style="list-style-type: none"><li>• Introducción</li><li>• Cargas a metrar y pesos unitarios</li><li>• Losas aligeradas</li><li>• Losas macizas</li><li>• Vigas</li><li>• Columnas</li></ul>	
<b>4. ANÁLISIS SÍSMICO</b>	Pág. 24
<ul style="list-style-type: none"><li>• Objetivos</li><li>• Modelo matemático del edificio</li><li>• Parámetros Sísmicos</li><li>• Resultados Análisis Dinámico Modelo 1</li><li>• Resultados Análisis Dinámico Modelo 2</li><li>• Resultados Análisis Dinámico Modelo 3</li><li>• Análisis estático Modelo 3</li><li>• Junta de separación sísmica</li></ul>	

**5. DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS**

Pág. 44

- Introducción
  - Diseño por flexión
  - Diseño por corte
  - Otras consideraciones importantes
  
- Ejemplos de diseño
  - Losas aligeradas
  - Losas macizas
  - Vigas

**6. DISEÑO DE COLUMNAS**

Pág. 62

- Introducción
- Diseño por flexocompresión
- Diseño por cortante
- Ejemplo de diseño por flexocompresión
- Ejemplo de diseño por cortante

**7. DISEÑO DE PLACAS**

Pág. 75

- Introducción
- Diseño por flexocompresión
- Diseño por cortante
- Ejemplo de diseño por flexocompresión y cortante

**8. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN**

Pág. 83

- Introducción
- Descripción de la cimentación
- Diseño de la cimentación
- Ejemplos de diseño

**9. DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS**

Pág. 99

- Diseño de la escalera
- Diseño de la tabiquería
- Diseño de la cisterna

**COMENTARIOS Y CONCLUSIONES**

Pág. 106

**BIBLIOGRAFÍA**

Pág. 108



## 1. GENERALIDADES

### 1.1 Objetivos

El presente trabajo tiene como objetivo el análisis y diseño de un edificio de concreto armado con un primer piso destinado a estacionamientos e ingreso, seis pisos típicos de dos departamentos y un octavo piso con algunas variantes en arquitectura. El edificio se encuentra ubicado en la esquina de dos calles del distrito de Miraflores. Para el presente trabajo se emplearán los criterios aprendidos en los cursos a lo largo de la carrera de Ingeniería Civil y las Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones.

### 1.2 Arquitectura del Edificio

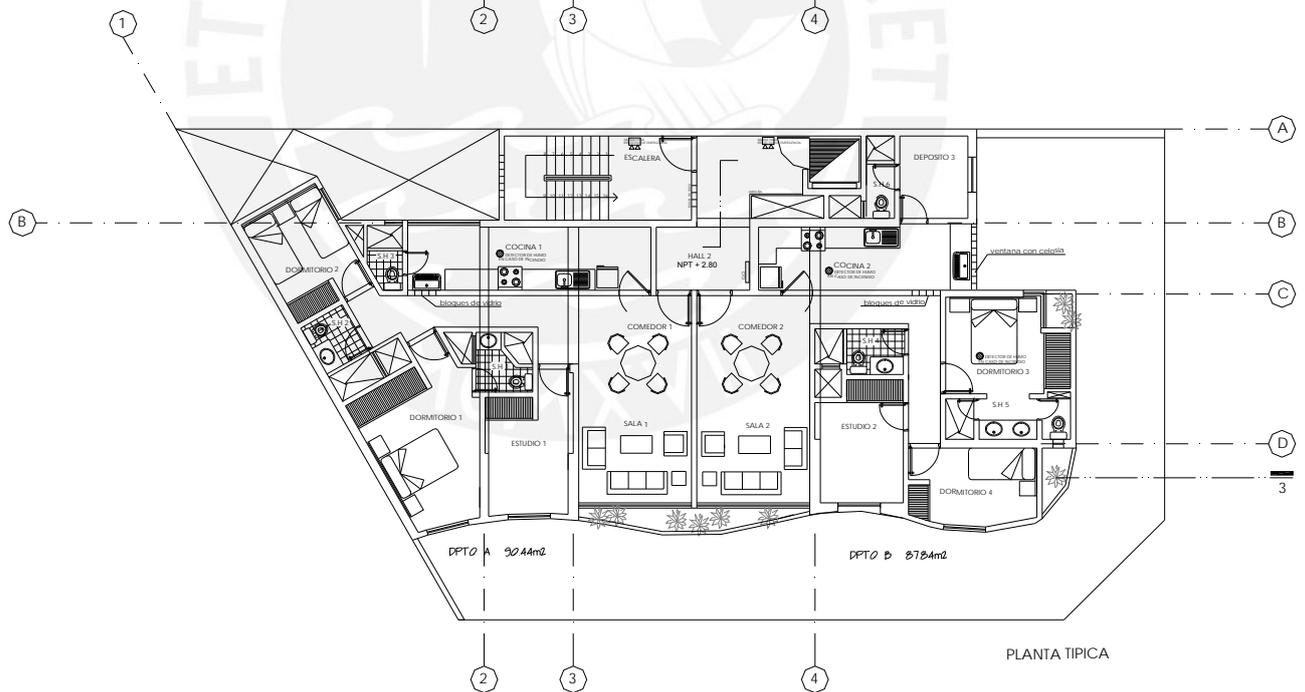
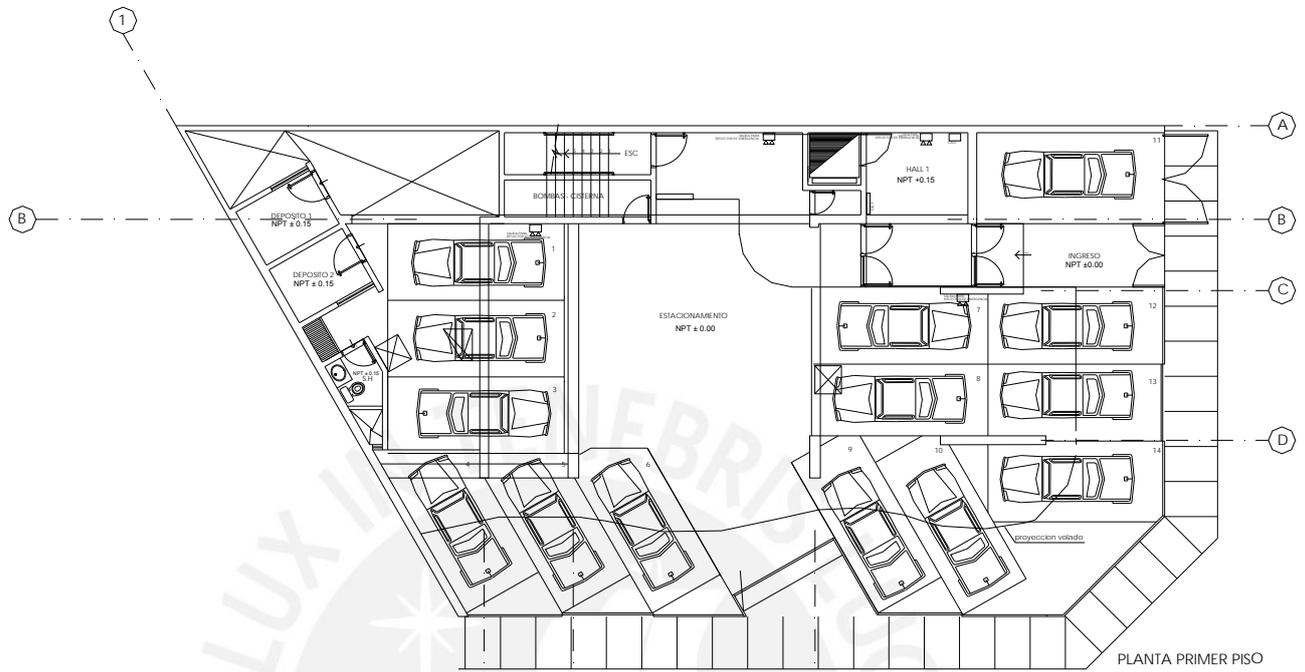
El edificio se encuentra ubicado en un terreno de forma irregular de 332 m<sup>2</sup> de área. El área de la zona de estacionamientos ubicada en el primer piso es de 235.2 m<sup>2</sup>, mientras que el área del hall del ingreso, escalera, depósitos, baño de servicio y áreas libres consta de 96.8 m<sup>2</sup> aproximadamente.

Los siete pisos destinados a departamentos tienen la misma distribución de ambientes con dos departamentos por piso de 90.5 y 87.8 m<sup>2</sup> de área respectivamente. Por otro lado constan de áreas comunes en la escalera y el hall de ingreso. Los departamentos tienen una sala-comedor, una cocina, dos dormitorios, un estudio y tres baños.

La altura total del edificio es de 21.71 m con un altura de entre piso de 2.80 m para el primer piso, y 2.70 m del segundo al octavo piso.

Cabe resaltar que el edificio tiene una forma bastante irregular en su arquitectura, esto principalmente debido a que el terreno se encuentra ubicado en una esquina y además tiene una forma irregular.

Por otro lado, el edificio consta de muchas zonas en voladizo, ya que la arquitectura no permite colocar columnas en el borde de la fachada, por ser la zona de ingreso a los estacionamientos del mismo.



### 1.3 Reglamentos, Cargas de Diseño y Materiales

**Normas empleadas:** Las Normas empleadas del Reglamento Nacional de Edificaciones son las siguientes:

- Norma E.020 Cargas
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente
- Norma E.060 Concreto Armado
- Norma E.070 Albañilería

**Cargas de Diseño:** La característica más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real a las cargas, la cual debe ser lo suficientemente elevada para resistir con algún margen todas las cargas previsibles que puedan actuar sobre la estructura durante toda su vida útil. De otra parte, el Reglamento Nacional de Edificaciones, en la NTE E.020 establece los valores mínimos de las sobrecargas que se deben considerar para el diseño de cualquier estructura, dependiendo del uso a la que va a estar sometida.

Las cargas a considerar son las cargas muertas, las cargas vivas y las cargas debido a sismo. Se considera como carga muerta (CM), al peso de los materiales, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la estructura, incluyendo el peso propio, que se entiende serán permanentes. Como carga viva (CV), se considera el peso de los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles. Por último las cargas debido a sismo (CS), son aquellas que se generan por la acción sísmica sobre la estructura. Para realizar el análisis de la estructura se considerarán varias hipótesis de cargas empleándose el programa SAP 2000n.

Cada elemento de la estructura se diseñará mediante el método de Diseño por Resistencia. Esto consiste en amplificar las cargas actuantes o de servicio mediante algunos factores y en reducir la resistencia nominal de los elementos mediante factores de reducción. Por lo cual, cada elemento diseñado debe cumplir con la siguiente relación:

$$\Phi R_n \geq S_g F_i$$

donde:

- $F$  : Factor de reducción de resistencia.
- $R_n$  : Resistencia nominal o teórica del elemento.
- $g$  : Factor de amplificación de carga, depende del tipo de carga
- $F_i$  : Cargas actuantes.

El Reglamento Nacional de Edificaciones (NE060.09) establece la combinación de cargas actuantes con sus respectivos factores de amplificación, siendo las combinaciones las siguientes:

$$U1 = 1.4CM + 1.7 CV$$

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

$$U3 = 0.9CM \pm CS$$

Del mismo modo, el reglamento también establece los factores de reducción de resistencia para los siguientes casos:

Flexión pura	0.90
Tracción y Flexo-compresión	0.90
Compresión y Flexo-compresión	
Para miembros con refuerzo en espiral	0.75
Para otro tipo de miembros	0.70
Corte y torsión	0.85
Aplastamiento del concreto	0.70
Concreto simple	0.65

**Materiales:**

Para el diseño se considerará el Concreto Armado.

Se denomina Concreto Armado al concreto simple cuando éste lleve embebido armaduras de acero como refuerzo, de tal manera que ambos trabajen como un solo material y puedan resistir los esfuerzos de los elementos estructurales.

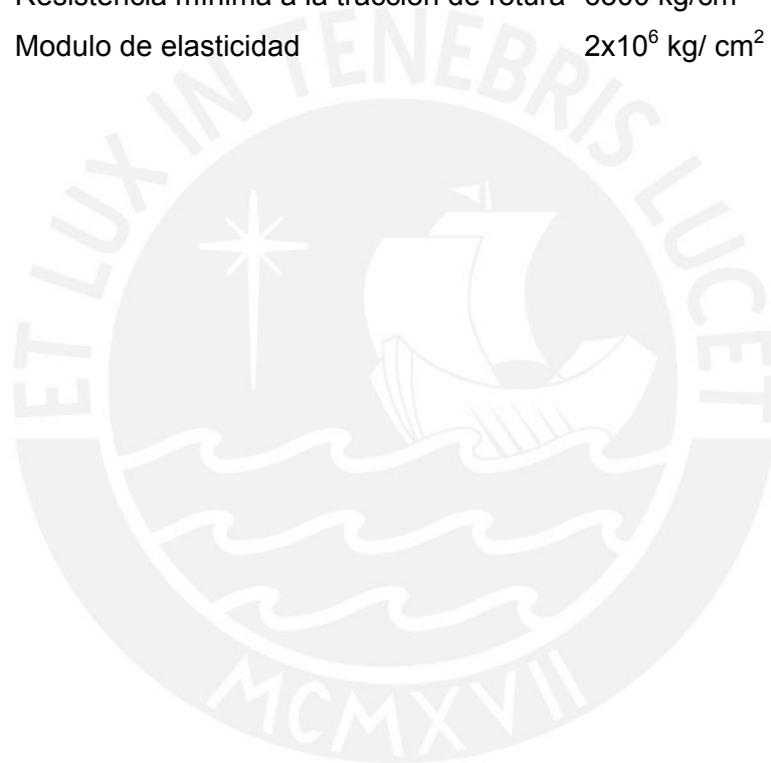
Para el siguiente diseño se empleará un concreto con las siguientes características:

Resistencia a la compresión ( $f_c$ )	210 y 280 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson	0.15
Módulo de elasticidad (E)	15000 $\sqrt{f_c}$ kg/cm <sup>2</sup>

### Componentes del Concreto Armado:

- Cemento Pórtland : El cemento a usarse para la preparación del concreto será Cemento Pórtland, el cual debe cumplir los requisitos impuestos por el ITINTEC para cemento Pórtland del Perú.
- Armadura de acero: La armadura estará constituida por barras de acero de superficie corrugada. El acero será de grado 60 y tendrá las siguientes propiedades:

Esfuerzo de fluencia	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia mínima a la tracción de rotura	6300 kg/cm <sup>2</sup>
Modulo de elasticidad	2x10 <sup>6</sup> kg/ cm <sup>2</sup>



## 2. ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO

### 2.1 Criterios de Estructuración

El diseño de la estructura debe asegurar la vida de las personas así como los elementos que se encuentren dentro del edificio ante las cargas que actúan sobre él. Así mismo se debe asegurar que estas cargas sean transmitidas al suelo.

Se adoptarán los siguientes criterios para realizar la estructuración:

**Simplicidad y Simetría:** Se debe buscar que la estructura sea lo más simple posible, mientras lo permita la distribución arquitectónica, ya que se sabe que las estructuras simples se comportan mejor durante los sismos y son más fáciles de idealizar.

**Resistencia y Ductilidad:** Las estructuras deben tener resistencia sísmica adecuada en todas las direcciones, es decir se debe asegurar que exista por lo menos dos direcciones ortogonales en las cuales el sistema de resistencia sísmica haya sido verificado, de tal manera que se garantice la estabilidad de la estructura.

**Hiperestaticidad y Monolitismo:** Toda estructura debe tener una disposición hiperestática de tal manera de lograr una mayor capacidad resistente, al permitir que al formarse las rótulas plásticas se disipe mejor la energía del sistema.

**Uniformidad y Continuidad de la Estructura:** En lo posible se debe tratar que la estructura sea continua tanto en planta como en elevación, esto dependiendo de la arquitectura.

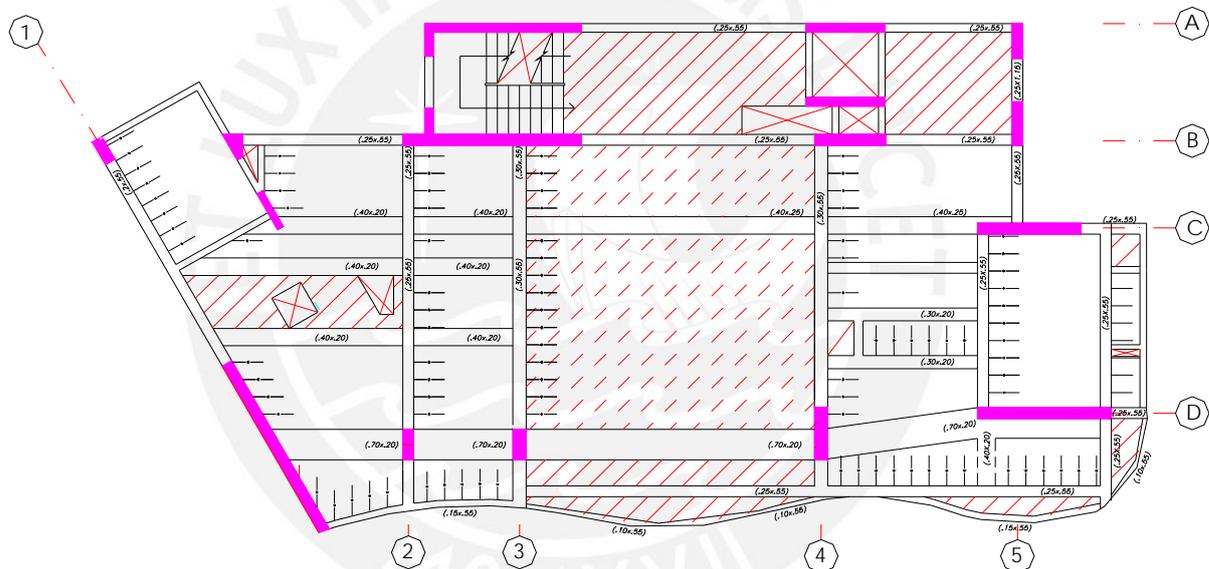
**Rigidez Lateral:** Toda estructura debe tener la suficiente cantidad de elementos estructurales, de tal manera que puedan resistir la acción de las fuerzas laterales sin tener deformaciones importantes.

**Existencia de Diafragmas Rígidos:** Se debe considerar como hipótesis básica la existencia de una losa rígida en su plano, de tal manera que permita considerar a la estructura como una unidad con desplazamientos compatibles entre sí. Como consecuencia de esto se puede distribuir las fuerzas horizontales aplicadas entre los pórticos y placas de acuerdo a su rigidez lateral.

**Elementos no Estructurales:** En toda estructura se presentan elementos no estructurales como los parapetos, tabiquería, etc. Estos elementos tienen sobre la estructura efectos favorables y desfavorables.

La parte favorable, es que al ocurrir un sismo estos elementos colaboran a un mayor amortiguamiento dinámico, pues al agrietarse contribuyen a disipar energía sísmica, aliviando de esta manera a los elementos resistentes. Sin embargo, la parte negativa es que al tomar esfuerzos no previstos en el cálculo, distorsionan la distribución supuesta de esfuerzos.

## 2.2 Estructuración y Pre dimensionamiento del Edificio



Para dar rigidez lateral y resistencia sísmica, la estructura del edificio se compondrá de muros o placas, columnas y vigas de concreto armado. Dado que la estructura es irregular se utilizarán placas y pórticos según permita la arquitectura irregular del edificio.

### Columnas:

Las columnas son aquellos elementos que tienen por función soportar las cargas verticales, así como las fuerzas sísmicas formando pórticos con las vigas.

- Pre dimensionamiento de columnas

Las columnas dado que son sometidas a carga axial y momento flector deben ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente, viendo cuál de los dos es el que gobierna en forma más influyente en el dimensionamiento.

Para este caso particular de una edificación de 8 pisos se debe considerar que la carga axial será importante. Dado que este es un edificio con muros que trabajan a corte se considerará que los momentos debido a sismo no serán tan importantes. Tendrán momentos importantes por gravedad las columnas de los ejes 2, 3 y 4 ya que se encuentran en los extremos de pórticos con vigas largas y con carga importante.

Debido a la distribución arquitectónica irregular del edificio, las columnas se encuentran distribuidas tal como se describen a continuación:

- Intersección Ejes 1 y B, columna de 25 x 60 cm. se coloca una columna peraltada ya que es una columna exterior y que forma pórtico con la placa a lo largo del Eje 1.
- Eje B, en la zona del ducto de baños, columna de forma irregular para poder formar pórticos en dos direcciones.
- Eje C, con los SS.HH. 3, columna de 95 x 15 cm. La dimensión está definida por la arquitectura del primer piso, donde está la puerta de ingreso al depósito 2.
- Eje D con Ejes 2,3 y 4 son columnas que se están considerando con peraltes importantes ya que son extremas en pórticos importantes pero siempre respetando los requerimientos de la distribución de estacionamientos así como el patio de maniobras del primer piso.

#### **Placas:**

Las placas tienen por función principal resistir en su propio plano un porcentaje importante de las fuerzas horizontales producto de un sismo, así como brindar la suficiente rigidez lateral a la edificación controlando los desplazamientos horizontales. También, tienen la función de soportar las cargas verticales ya que trabajan como parte de pórticos mixtos.

- Pre dimensionamiento de placas

Las placas han sido distribuidas, siguiendo lo que permite la arquitectura, de la siguiente manera:

- Una placa formando la caja del núcleo de escaleras; es una placa en forma de C, que forma diferentes pórticos en los ejes A, B, 2 y 3. Esta placa tiene una abertura de 1.20 m x 1.55 m en cada descanso. Horizontalmente la placa tiene espesores de 25 y 20 cm.
- Formando la caja del ascensor se tienen dos placas.  
En el eje A una placa de espesor 25 cm, siendo esta parte de un pórtico a lo largo de esta. Entre el eje A y el B tenemos una placa de 15 cm de espesor que trabaja en volado en su dirección principal mientras que en su dirección transversal esta conectada, por vigas cortas de espesor 15 cm, con otras placas formando pórticos.
- A lo largo del eje B hay una placa de 25 cm de espesor que forma un pórtico a lo largo de su dirección longitudinal, y que además también es parte de otro pórtico en su dirección transversal a lo largo del eje 4.
- En el eje 5 tenemos una placa de 25 cm de espesor la cual forma un pórtico a lo largo de este eje. Esta placa tiene aberturas de 1.0 x 1.50 m en cada entrepiso.
- En los ejes C y D hay dos placas similares que trabajan prácticamente en volado en su dirección longitudinal y que forman un pórtico entre sí en su dirección transversal.
- Finalmente a lo largo del eje 1, que es un eje inclinado en relación a las direcciones horizontal y vertical del edificio, tenemos una placa que forma un pórtico a lo largo de este eje. Se consideró una longitud tentativa de 4.50 m la cual se verificará luego de hacer el análisis sísmico.

Luego de definir en planta las columnas y placas de la estructura se observa claramente que este edificio tendrá problemas de torsión en planta ya que la rigidez que proporcionan las placas es mayor hacia los ejes A y B en la dirección horizontal y eje 1 y 2 en la dirección vertical.

Mediante el análisis sísmico se definirá si la estructura tal como está generará desplazamientos laterales que se encuentren dentro de los admisibles según la Norma

Sismo resistente E.030. En caso los desplazamientos superen a los admisibles se modificarán los espesores de los elementos, mas no sus longitudes ya que la arquitectura ya no permite más cambios en relación a la colocación de nuevas placas, ya que estas generarían una disminución de la cantidad de estacionamientos disponibles en el primer piso.

### **Losas de Entrepiso:**

Las losas de entrepiso están conformadas por una estructuras tipo losa aligerada y losa maciza que actúa en forma monolítica con las vigas de los pórticos, formando un diafragma rígido en su plano, uniendo los pórticos entre sí.

Se considerará la colocación de una losa maciza en la zona de los halls de ingreso, ya que en esta zona están los ductos del ascensor y eliminación de basura, así como la escalera. Con la losa maciza se buscará asegurar que las placas de esta zona estén conectadas al diafragma compuesto por las losas de entrepiso.

Para el resto del edificio se usarán losas aligeradas, salvo la zona de las jardineras, las cuales requieren una losa maciza por la presencia de agua.

- Pre-dimensionamiento losas aligeradas

Para hacer el pre-dimensionamiento de las losas aligeradas, se tendrá en cuenta la luz libre entre apoyos.

La luz libre (L) máxima es de 6.50 m entre los eje 3 y 4 donde se pondrá una losa de  $h=0.25$  m según la recomendación  $h \geq L/25$ .  $h \geq 650/25 \geq 26$ . En todos los demás paños que son bastante más cortos se considerará una losa aligerada  $h=0.20$  m.

- Pre-dimensionamiento Losas Macizas

Se está considerando un espesor de losa maciza de  $h=0.20$  m en la zona del hall de ingreso, no debido a cargas verticales, sino al hecho que en esta zona se debe asegurar el comportamiento de diafragma rígido de toda la losa de entrepiso como se explicó en el capítulo anterior.

### **Vigas Peraltadas:**

Una viga es un elemento que trabaja a flexión y corte; el objetivo es colocarlas en lugares donde se pueden formar pórticos.

Las vigas en la dirección paralela a la fachada trabajarán básicamente por efectos de sismo, ya que no tienen luces muy grandes y tampoco tienen cargas altas.

En la dirección perpendicular a la fachada, las vigas trabajarán principalmente por cargas de gravedad al tener luces importantes y anchos tributarios grandes. Esto ocurre especialmente en los ejes 2, 3 y 4. Además estas vigas al tener luces grandes no trabajarán mucho frente a cargas sísmicas ya que no aportan gran rigidez en los pórticos frente a desplazamientos horizontales.

- Pre-dimensionamiento de vigas peraltadas

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre, incluyendo esta altura el espesor de la losa del techo. El ancho mínimo para vigas sismorresistentes es 20 cm, pudiendo variar entre 0.30h a 0.50h.

Las vigas con mayor luz libre son las de los ejes 2 y 3 con 6.40 m. Por lo tanto se considerará un peralte de 0.55 m. Este peralte se considerará para todas las vigas peraltadas del edificio. Con respecto al ancho se tomará 0.25 m para todas las vigas excepto para las vigas de los ejes 3 y 4 las cuales se considerarán de 0.30 m inicialmente debido a que soportan mayor carga vertical.

### **Vigas “chatas”**

Las vigas “chatas” se usan generalmente para soportar tabiques que se apoyan paralelamente a la dirección de las losas aligeradas y para confinar los huecos de los ductos en las losas aligeradas.

Se están considerando vigas “chatas” para soportar tabiques en la dirección paralela a las viguetas del aligerado de 20 x 25 cm, y como confinamiento para los ductos de 30 x 20 cm. En el caso de la viga chata del eje C se consideró de 40 x 25 cm. Esta viga tiene la función de sostener un tabique y además sostener losa en la zona de ductos. Debido a la luz de 6.50 m se consideró de un ancho de 40 cm. Por debajo de esta se

ha considerado una viga chata de las mismas características. Por otro lado se colocó una viga chata a lo largo del eje D uniendo columnas formando un pórtico. Dado que esta viga no podía ser peraltada debido a la arquitectura, se le dio un ancho de 70 cm. para tratar de aportar algo de rigidez a los largo de este pórtico.

### Escalera

En los requisitos arquitectónicos y de ocupación del RNE se especifica que el ancho mínimo de una escalera debe ser 1.20 m, esto sin incluir con los pasamanos.

La escalera debe tener como máximo 17 pasos continuos. Los descansos intermedios deben tener en la línea de pasos una longitud mínima de 0.90 m. Asimismo las dimensiones de un paso (p) y un contrapaso (cp), deben cumplir las siguientes condiciones:

$$P \geq 25 \text{ cm.}$$

$$15 \leq cp \leq 17.5 \text{ cm.}$$

$$60 \leq 2cp + p \leq 64 \text{ cm.}$$

Para el análisis se consideraron las diferentes alturas de los pisos. Se consideró que el espesor de la losa del descanso será de 20 cm.

Pisos:	1ro	2do - 7mo	8vo
H entrepiso (m)	2,80	2,70	2,70
Loza de entrepiso (m)	0,25	0,25	0,25
Loza de descanso (m)	0,2	0,2	0,2
Nº de contrapasos	16	16	16
Contrapaso (cp)	0,175	0,169	0,169
Paso (p)	0,25	0,25	0,25
2cp + p	0,60	0,59	0,59

Se considerará una escalera con 16 contrapasos por piso.

Como se observa en todos los casos se cumplen todas las condiciones previamente mencionadas.

Se adoptará un valor de 15 cm en el espesor de la garganta de la escalera obtenido con el criterio de tener una losa maciza en una dirección, para lo cual se considera L/30.

## Cisterna

Según el RNE para instalaciones sanitarias, Capítulo II (Agua Fría), artículo 7, la dotación de agua para un edificio de viviendas multifamiliares se calculará según el número de dormitorios por departamento.

Departamentos con 2 dormitorios: 850 lts/día

Departamentos con 3 dormitorios: 1200 lts/día

En total se tienen 7 departamentos con 2 dormitorios y 7 departamentos con 3 dormitorios lo que nos da una dotación diaria de 14350 lts/día.

Además se considera una dotación mínima para guardiana de 500 lts/día.

Reservorio contra incendios: 25000 lts.

Capacidad total de cisterna:

$$14350 + 500 + 25000 = 39850 \text{ lts.} = 39.9 \text{ m}^3.$$

### Dimensionamiento de la cisterna:

Según el RNC la distancia entre el techo del depósito y el eje del tubo de entrada del agua, dependerá del diámetro de este y de los dispositivos de control, no pudiendo ser menor de 20 cm.

La distancia vertical entre los ejes de tubos de rebose y entrada de agua será igual al doble del diámetro del primero y en ningún caso menor de 15 cm.

La distancia vertical entre el eje del tubo de rebose y el máximo nivel de agua será igual al diámetro de aquel y nunca inferior a 10 cm.

Finalmente tenemos que la altura mínima libre será de 45 cm.

No se tendrá tanque elevado, sino un sistema hidroneumático.

### 3. METRADO DE CARGAS

#### 3.1 Introducción

Todos los elementos del edificio serán diseñados de manera que sean capaces de resistir las cargas que se apliquen como consecuencia de su uso. El Reglamento Nacional de Edificaciones en la norma E.020 establece valores mínimos de estas cargas.

#### 3.2 Cargas a medir y pesos unitarios empleados

Las cargas a medir serán solo las estáticas, es decir solo las cargas muertas y las cargas vivas. Consideramos como carga muerta (CM) al peso de los materiales, equipos, tabiques y los otros elementos soportados del edificio, incluyendo su peso propio que se suponen serán permanentes; y como carga viva (CV), al peso de los ocupantes, materiales, equipo, muebles y otros elementos móviles soportados por el edificio.

Para hallar las cargas muertas emplearemos los siguientes pesos unitarios:

- |                         |                        |
|-------------------------|------------------------|
| • Concreto Armado       | 2400 kg/m <sup>3</sup> |
| • Albañilería hueca     | 1400 kg/m <sup>3</sup> |
| • Aligerado (t = 25 cm) | 350 kg/m <sup>2</sup>  |
| • Aligerado (t = 20 cm) | 300 kg/m <sup>2</sup>  |
| • Acabados              | 100 kg/m <sup>2</sup>  |
| • Tabiques e=0.14       | 250 kg/m <sup>2</sup>  |
| • Tabiques e=0.24       | 420 kg/m <sup>2</sup>  |

En el caso de cargas vivas se usarán los valores de la tabla 3.2.1 de la Norma de cargas E.020.

- |                                  |                       |
|----------------------------------|-----------------------|
| • Viviendas                      | 200 kg/m <sup>2</sup> |
| • Corredores y escaleras         | 200 kg/m <sup>2</sup> |
| • Garajes para parqueos de autos | 250 kg/m <sup>2</sup> |

### 3.3 Metrado de losas aligeradas

Las losas aligeradas en este edificio reciben la misma carga viva en todos los tramos, mientras que la carga muerta varía en relación a los muros de albañilería y tabiques que se encuentran a lo largo de los tramos.

A continuación se muestra como ejemplo una vigueta que se encuentra entre los ejes B y C:

Aligerado h=0.20:

Pp:	$300 \times 0.40 = 120$	
Pt:	$100 \times 0.40 = 40$	$w_d = 160 \text{ kg/ml}$
s/c:	$200 \times 0.40 = 80$	$w_l = 80 \text{ kg/ml}$
		$w_u = 1.4 \times 160 + 1.7 \times 80 = 360 \text{ kg/ml}$

Aligerado h=0.25:

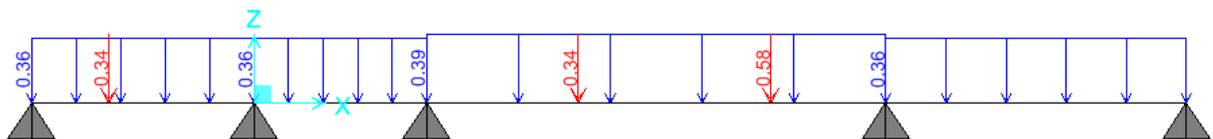
Pp:	$350 \times 0.40 = 140$	
Pt:	$100 \times 0.40 = 40$	$w_d = 180 \text{ kg/ml}$
s/c:	$200 \times 0.40 = 80$	$w_l = 80 \text{ kg/ml}$
		$w_u = 1.4 \times 180 + 1.7 \times 80 = 388 \text{ kg/ml}$

Tabique e=0.14:

$$P_u = 250 \times 0.40 \times 2.45 \times 1.4 = 343 \text{ kg}$$

Tabique e=0.24:

$$P_u = 420 \times 0.40 \times 2.45 \times 1.4 = 576 \text{ kg}$$



### 3.4 Metrado de losa maciza

Tenemos un paño de losa maciza de h=0.20 en la zona del Hall de escaleras y ascensores. El metrado se hará para un ancho tributario de un metro.

Pp:	$2400 \times 1.0 \times 0.20$	$= 480$
Pt:	$100 \times 1.0$	$= 100$
s/c:	$200 \times 1.0$	$= 200$

$$w_d = 580 \text{ kg/ml}$$

$$w_l = 200 \text{ kg/ml}$$

$$w_u = 580 \times 1.4 + 200 \times 1.7 = 1152 \text{ kg/ml}$$

### 3.5 Metrado de vigas peraltadas

El metrado de vigas se obtendrá considerando las cargas que le transmite el aligerado a la losa maciza, así mismo también se considerará las cargas que actúan directamente sobre ella, como su peso propio, tabiquería y parapetos.

A continuación mostramos el metrado para la viga ubicada a lo largo de eje 3 para un piso típico.

Carga Distribuída:

Pp:	2400 x 0.30 x 0.55	= 396
Alig h=0.25:	350 x 3.30	= 1155
Alig h=0.20:	300 x 1.30	= 390
Tabique e=0.14	250 x 2.5 x 1.5	= 938
Pt:	100 x 4.90	= 490
S/C:	200 x 4.90	= 980

$$w_d = 3369 \text{ kg/ml}$$

$$w_l = 980 \text{ kg/ml}$$

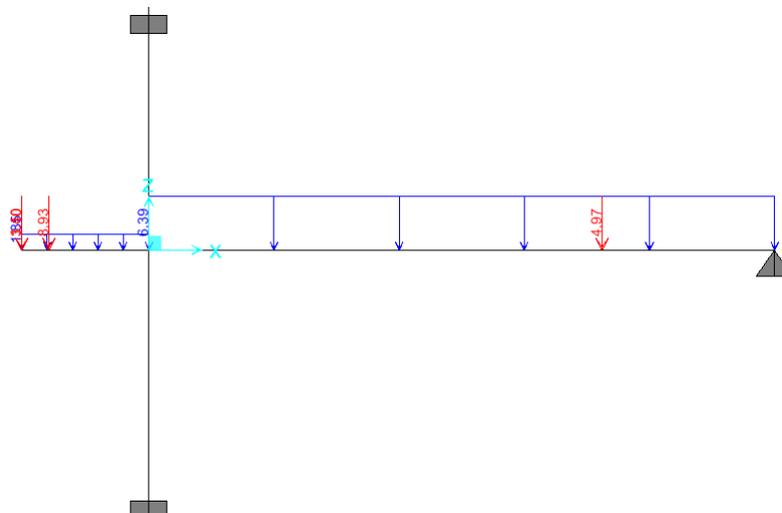
$$w_u = 3369 \times 1.4 + 980 \times 1.7 = 6383 \text{ kg/ml}$$

Carga Puntual:

Pp:	2400 x 0.15 x 0.55 x 4.60	= 911
Tabique:	250 x 2.15 x 4.90	= 2634

$$P_{serv} = 3545 \text{ kg}$$

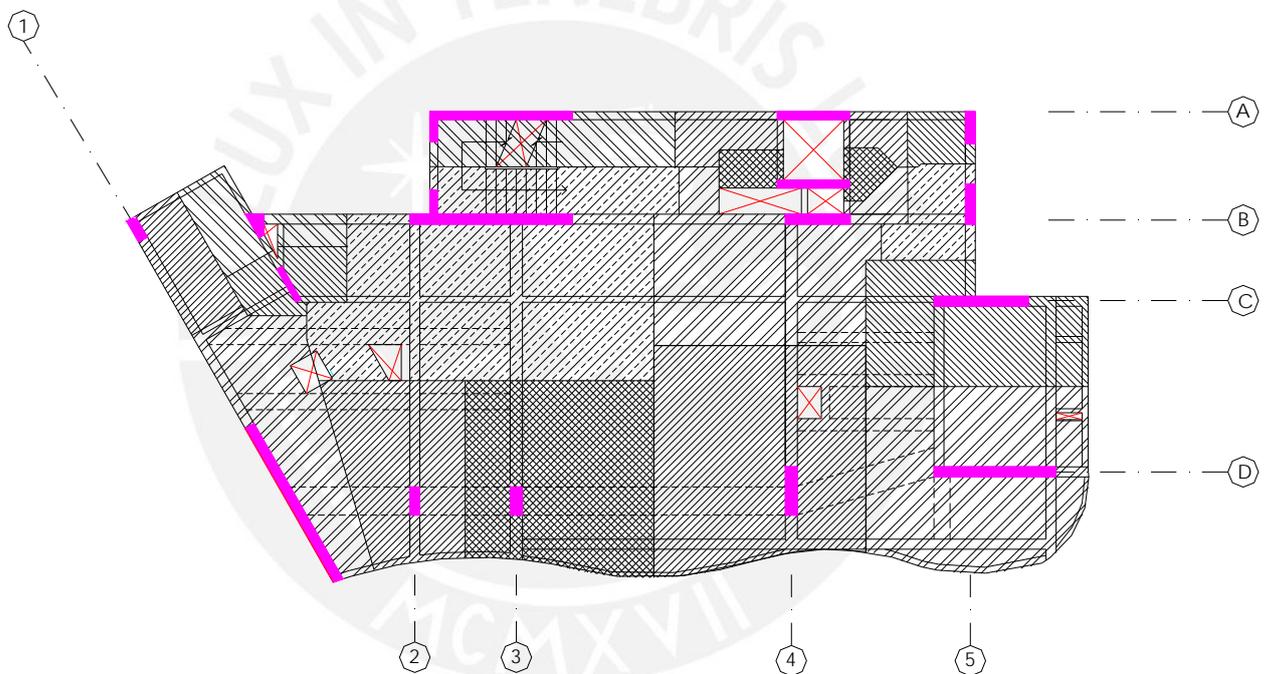
$$P_u = 3545 \times 1.4 = 4963 \text{ kg}$$



### 3.6 Metrado de columnas

El metrado de cargas se hará mediante el método de áreas tributarias. Dentro de esta área se considerará lo siguiente:

- El peso propio de las columnas.
- Todo lo que se encuentre en el área tributaria de la columna (vigas, tabiquería, losas, acabados, etc.)



Áreas tributarias de columnas y placas

Como ejemplo realizaremos el metrado de la columna de la intersección de los ejes D-

4.

**D4 (0.25 x 1.20)**

Nivel	Elemento	Carga unitaria (kg/m ó kg/m <sup>2</sup> )	Área o longitud tributaria (m ó m <sup>2</sup> )	P Parcial (kg)	P Acumulada (kg)
8° piso	Aligerado h=0.25	350	11.5431	4040.085	
	Viga (.70x.25)	420	3.27	1373.4	
	Viga (.70x.20)	336	1.77	594.72	
	Viga (.30x.20)	144	3.4	489.6	
	Viga (.20x.20)	96	0.8	76.8	
	Viga (.30x.55)	396	3.62	1433.52	
	Viga (.25x.55)	330	5.28	1742.4	
	losa H=.25	600	2.943	1765.8	
	aligerado H=.25	350	11.5431	4040.085	
	aligerado H=.20	300	4.18	1254	
	Piso terminado	100	28.1418	2814.18	
	Columna	864	2.7	2332.8	
	S/C azotea	100	28.1418	2814.18	
				<b>PD</b>	<b>21957.39</b>
			<b>PL</b>	<b>2814.18</b>	<b>2814.18</b>
2° al 7° piso	Aligerado h=0.25	350	11.5431	4040.085	
	Viga (.70x.25)	420	3.27	1373.4	
	Viga (.70x.20)	336	1.77	594.72	
	Viga (.30x.20)	144	3.4	489.6	
	Viga (.20x.20)	96	0.8	76.8	
	Viga (.30x.55)	396	3.62	1433.52	
	Viga (.25x.55)	330	5.28	1742.4	
	Viga (.15x.55)	198	5.5	1089	
	losa H=.25	600	2.943	1765.8	
	aligerado H=.25	350	11.5431	4040.085	
	aligerado H=.20	300	4.18	1254	
	Tabique e=15 (H=2.15)	537.5	6.12	3289.5	
	Tabique e=15 (H=2.50)	625	3.35	2093.75	
	Parapeto h=.65, e=.15	234	5.27	1233.18	
	Parapeto h=.65, e=.10	156	5.5	858	
	Piso terminado	100	28.1418	2814.18	
	Columna	864	2.7	2332.8	
	S/C (Viviendas)	200	28.1418	5628.36	
				<b>PD</b>	<b>30520.82</b>
			<b>PL</b>	<b>5628.36</b>	<b>42212.7</b>
1° piso	Aligerado h=0.25	350	11.5431	4040.085	
	Viga (.70x.25)	420	3.27	1373.4	
	Viga (.70x.20)	336	1.77	594.72	
	Viga (.30x.20)	144	3.4	489.6	
	Viga (.20x.20)	96	0.8	76.8	
	Viga (.30x.55)	396	3.62	1433.52	
	Viga (.25x.55)	330	5.28	1742.4	

Viga (.15x.55)	198	5.5	1089	
losa H=.25	600	2.943	1765.8	
aligerado H=.25	350	11.5431	4040.085	
aligerado H=.20	300	4.18	1254	
Tabique e=15 (H=2.15)	537.5	6.12	3289.5	
Tabique e=15 (H=2.50)	625	3.35	2093.75	
Parapeto h=.65, e=.15	234	5.27	1233.18	
Parapeto h=.65, e=.10	156	5.5	858	
Piso terminado	100	28.1418	2814.18	
Columna	864	3.4	2937.6	
S/C (Viviendas)	200	28.1418	5628.36	
		<b>PD</b>	<b>31125.62</b>	<b>266728.75</b>
		<b>PL</b>	<b>5628.36</b>	<b>47841.06</b>

Tenemos Pcm = 266.7 ton y Pcv = 47.8 ton.

### 3.7 Metrado de un piso típico

#### METRADO PISO TÍPICO

Elemento	Carga unitaria (kg/m ó kg/m2)	Área o longitud tributaria (m ó m2)	P Parcial (kg)	P Acumulada (kg)	P Total (kg)
Placas y columnas (kg/ml)					
e = 0.20	1296	6.6	8553.6		
e = 0.15	972	2.75	2673		
e = 0.25	1620	18.55	30051		
e = 0.30	1944	1.9	3693.6		
e=0.45	2916	0.8	2332.8	47304	
Vigas (kg/ml)					
(.25 x .55)	330	57.5	18975		
(.30 x .55)	396	14.5	5742		
(.25 x 1.15)	690	1	690		
(.20 x 1.15)	552	1.2	662.4		
(.15 x .55)	198	52.75	10444.5		
(.40 x .20)	192	15.3	2937.6		
(.30 x .20)	144	7.4	1065.6		
(.25 x .20)	120	0.75	90		
(.70 x .20)	336	11.5	3864	44471.1	
Losa h=0.20 (kg/m2)	480	53.605	25730.4	25730.4	
Aligerado =0.25 (kg/m2)	350	29.8025	10430.875	10430.875	
Aligerado h=0.20 (kg/m2)	300	82.475	24742.5	24742.5	

Tabique e=0.24 (ml)	903	18.5	16705.5	16705.5	
Tabique e=0.14 (ml)					
h=2.15	537.5	48.45	26041.875		
h=2.50	625	37.2	23250		
h=1.55	387.5	18.7	7246.25	56538.125	
Colgajo e=.10 (ml)	288	7	2016	2016	
Piso terminado (m2)	100	210	21000	21000	<b>248938.5</b>
S/C	200	212.7	42540	42540	<b>42540</b>

Para un piso típico se tiene carga muerta de 248.9 ton y carga viva de 42.5 ton.



## 4. ANÁLISIS SÍSMICO

### 4.1 Objetivos

El objetivo de este análisis es el de determinar el comportamiento que tendrá el edificio sísmicamente según los requerimientos de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030.

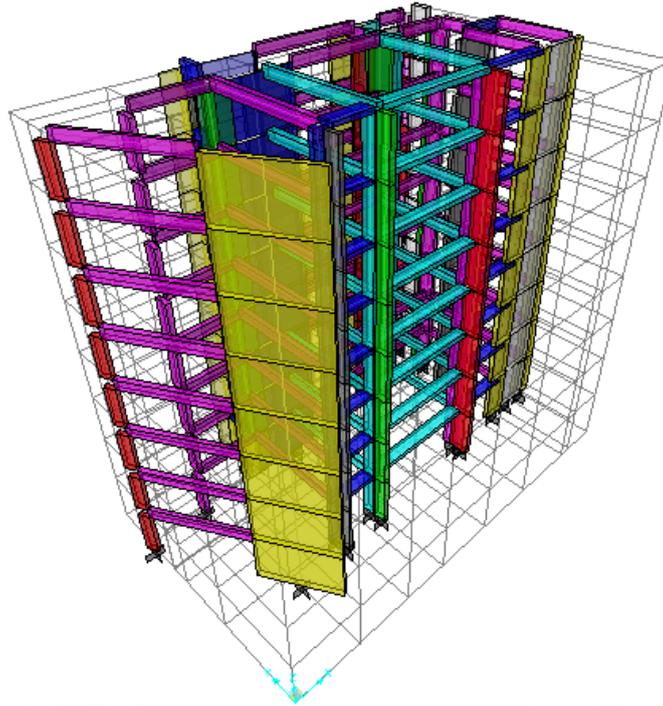
Se obtendrán los valores de fuerzas internas para cada uno de los elementos resistentes de nuestro edificio con fines de diseño y además se obtendrán desplazamientos laterales de entrepiso, los cuales serán verificados con los límites tolerables según la Norma E.030.

### 4.2 Modelo del Edificio

Para realizar el análisis sísmico del edificio se ha usado el programa Sap 2000 Non Linear Versión 8.2.5.n

Se hizo un análisis pseudotridimensional de pórticos planos de concreto armado. Es decir, pórticos independientes en ambas direcciones unidos entre sí por medio de diafragmas rígidos en cada nivel de entrepiso, modelando el efecto de las losas de piso. Con este diafragma se compatibilizan los desplazamientos de cada uno de los pórticos planos del edificio.

Para modelar todos los elementos del edificio se consideró elementos tipo "frame" (Barras Prismáticas). Estos son elementos lineales que sufrirán deformaciones por corte, flexión, así como fuerzas axiales.



### MODELO PSEUDOTRIDIMENSIONAL

Las características consideradas para el concreto armado fueron las siguientes:

- Módulo de Elasticidad:  $E = 2.2 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$
- Modulo de Poisson:  $\nu = 0.15$
- Módulo de Corte:  $G = 9.5 \times 10^5 \text{ ton/m}^2$

La masa del edificio se modeló discretizándola en cada uno de los niveles de entrepiso. Esta masa fue ubicada en el centro de gravedad del área en planta de cada piso, uniéndosela al diafragma rígido de entrepiso

Para obtener el peso que se considerará para el modelo sísmico de un piso típico se consideró el 100% de la Carga Muerta y el 25% de la Carga Viva según el artículo 16 numeral 16.3 de la Norma Sísmoresistente al considerarse el edificio de categoría C.

$$\text{Peso} = 248.9 + 42.5 \times 0.25 = 259.5 \text{ ton.}$$

$$\text{Por m}^2 \text{ tenemos } 259.5 / 218.2 = 1.19 \text{ ton / m}^2$$

$$\text{Masa traslacional} = 259.5 / 9.81 = \mathbf{26.45 \text{ ton} \times \text{seg}^2 / \text{m}^2}$$

Para obtener la “masa rotacional” calculamos el momento polar de inercia de la planta de un piso típico.

$$J = 2055.9 + 7688.1 = 9744 \text{ m}^4$$

Masa Rotacional = Momento Polar / Área x Masa Trasnacional

$$\text{Masa Rotacional} = 9744 / 218.2 \times 26.45 = 1181.2 \text{ ton} \times \text{seg}^2 \times \text{m}$$

Para el peso de la azotea se consideraron los mismos porcentajes de carga viva, usándose una sobrecarga de 100 kg/m<sup>2</sup>:

$$\text{Peso} = 188.7 \text{ ton} + 21.6 \times 0.25 = 194.1 \text{ ton}$$

$$\text{Por m}^2 \text{ tenemos } 194.1 / 218.2 = 0.89 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$\text{Masa Traslacional} = 194.1 / 9.81 = \mathbf{19.79} \text{ ton} \times \text{seg}^2 / \text{m}$$

$$\text{Masa Rotacional} = 9744 / 218.2 \times 19.79 = 883.7 \text{ ton} \times \text{seg}^2 \times \text{m}$$

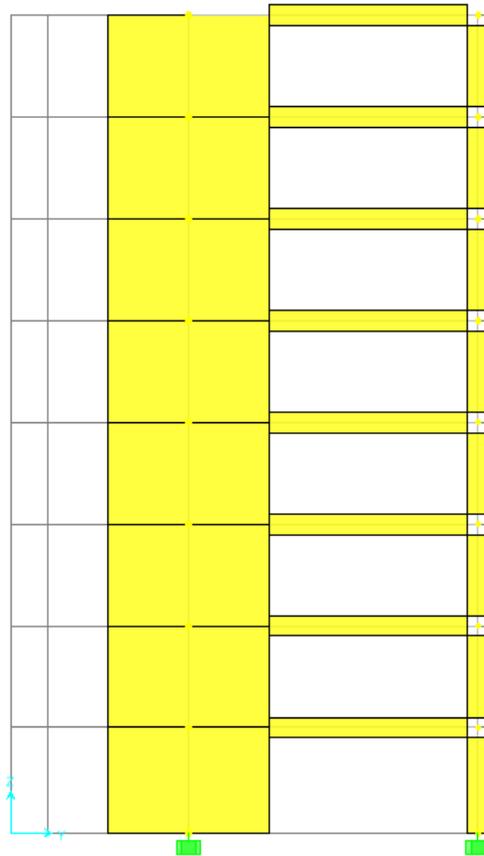
A continuación se muestra un cuadro resumen de las masas traslacionales y rotacionales, así como los niveles de cada entrepiso.

Piso	H (m)	Peso (ton.)	Masa Traslacional (ton x seg <sup>2</sup> / m)	Masa Rotacional (ton x seg x m.)
1	2.80	259.50	26.45	1,181.20
2	5.50	259.50	26.45	1,181.20
3	8.20	259.50	26.45	1,181.20
4	10.90	259.50	26.45	1,181.20
5	13.60	259.50	26.45	1,181.20
6	16.30	259.50	26.45	1,181.20
7	19.00	259.50	26.45	1,181.20
8	21.70	194.10	19.79	883.70
		<b>2,010.60</b>		

Para efectos de modelo se consideró que las columnas y placas se encuentran empotradas en su base. Se consideró esto ya que nos encontramos sobre un terreno duro (grava típica de Lima), por lo que se asumió que el probable giro en las zapatas de placas y columnas sería mínimo.

Para el modelo de los pórticos se consideraron brazos rígidos en todos los extremos de las vigas y columnas. Para el caso de las placas, no se consideró brazos rígidos en sus extremos, ya que dichas placas tienen una inercia mucho mayor al de las vigas que llegan a sus extremos.

Pórtico Eje 1:



Como ejemplo se muestra el pórtico ubicado a lo largo del eje 1, que está conformado por una placa y una columna en cada extremo unidos por una viga peraltada. La columna y las vigas tienen brazos rígidos en sus extremos, mientras que la placa no.

#### 4.3 Parámetros sísmicos

El análisis dinámico de las edificaciones se puede realizar mediante procedimientos de superposición espectral o por medio de análisis tiempo historia.

En este caso, por ser una edificación convencional, se usó el procedimiento de superposición espectral. Se definió un espectro inelástico de pseudo aceleraciones siguiendo los lineamientos de la Norma Peruana E.030 de la siguiente manera:

$$S_a = (ZUCS / R) \times g$$

Donde:

- Factor de Zona (**Z**):

El edificio en análisis se encuentra en la ciudad de Lima ubicada en la zona 3.

$$Z = 0.4$$

- Categoría de la Edificación y Factor de uso ( **U** )

Este edificio por ser un edificio de viviendas y cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia califica en la Categoría C, edificaciones comunes. (  $U = 1.0$  )

- Parámetro de Suelo ( **S** ):

El perfil del suelo, correspondiente al terreno donde se ubica el edificio (Distrito de Miraflores), es del tipo S1, pues el terreno califica como suelo muy rígido al tener una capacidad portante de 4.0 kg/cm<sup>2</sup>.

$$S = 1.0$$

$$T_p = 0.4 \text{ seg.}$$

- Factor de Amplificación Sísmica ( **C** ):

Este factor se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo. Depende del período del período de la estructura y del tipo de suelo.

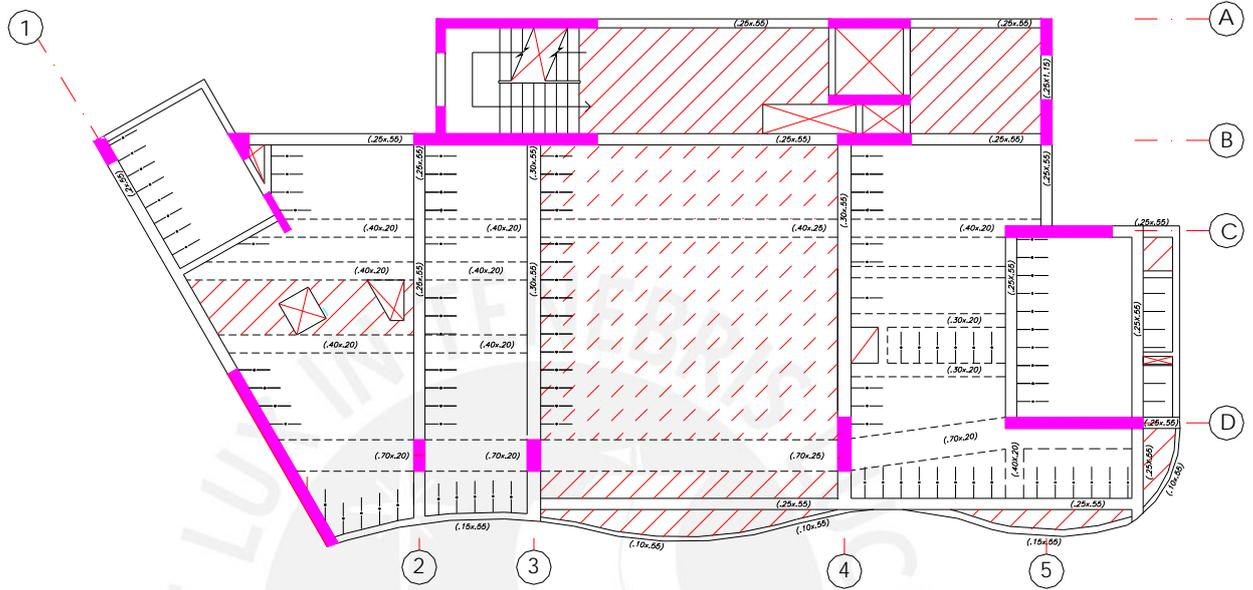
$$C = ( T_p / T ) \quad C \leq 2.50$$

- Sistema Estructural y Coeficiente de Reducción Sísmica ( **R** )

Se considera que la resistencia sísmica en este edificio está dada principalmente por placas de concreto armado en ambas direcciones. Además se considera que se trata de un edificio irregular en planta, por lo que el Coeficiente de Reducción Sísmica será  $R = 6 \times 0.75 = 4.5$  en ambas direcciones. Se está castigando el valor  $R = 6$  (Sistemas de placas de concreto armado) por 0.75 ya que se considera al edificio irregular.

#### 4.4 Resultados Análisis Dinámico Modelo 1

Se hizo una corrida en el programa Sap 2000 con la estructuración inicial del edificio que se denominará Modelo 1, realizándose el análisis Dinámico.



PLANTA MODELO 1

Se obtuvieron los períodos fundamentales de los modos de vibración resultantes en cada dirección principal del edificio.

MODO	T (seg.)	MASA EFECTIVA	
		XX	YY
1	0.851	10.9%	55.10%
2	0.623	49.90%	15.40%
3	0.503	8.50%	1.60%
4	0.232	1.90%	12.70%
5	0.141	15.70%	2.50%
6	0.118	0.00%	0.00%
7	0.11	1.08%	5.90%
8	0.071	0.10%	2.10%
9	0.061	6.10%	0.50%
10	0.051	0.00%	0.00%

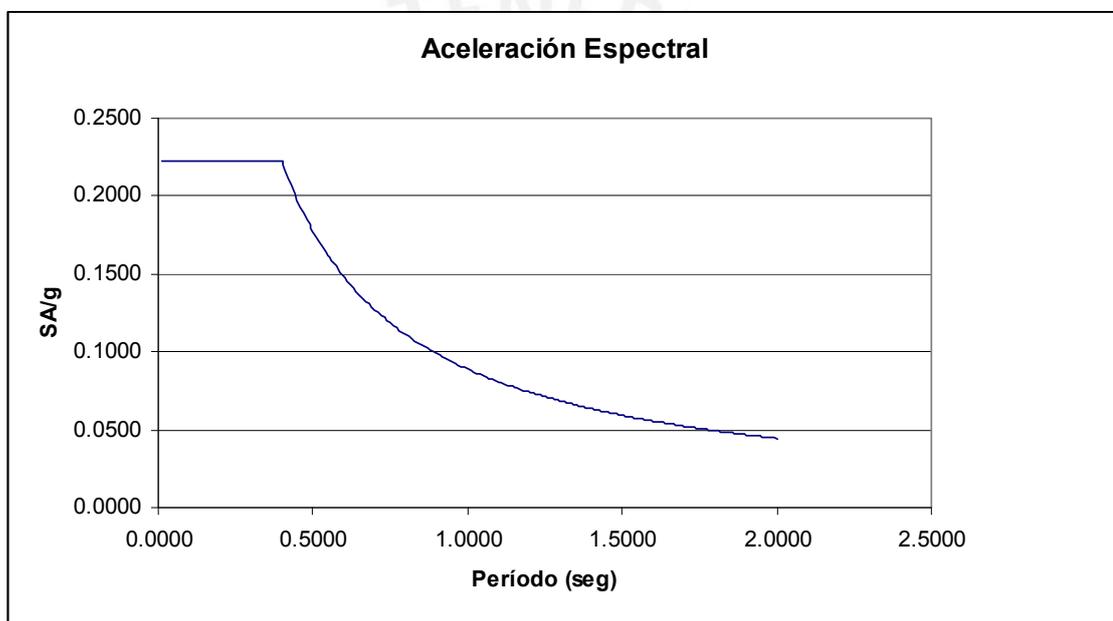
Del cuadro anterior, los modos significativos para el análisis en la dirección XX son los modos 1, 2, 3, 5, 9 cuya suma de porcentajes de masa efectiva es 91.10%, mientras que en la dirección YY, los modos significativos son los modos 1, 2, 4, 5, 7 con los cuales se obtiene 91.60% de masa efectiva. El período fundamental de la estructura en la dirección XX queda definido por el modo 2 y en la dirección YY por el modo 1.

Con estos períodos se evaluará la fuerza cortante en la base del edificio en el análisis estático.

$$T_{xx} = 0.623 \text{ seg.}$$

$$T_{yy} = 0.851 \text{ seg.}$$

Para cada una de las direcciones, se utiliza un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por los parámetros sísmicos indicados anteriormente. En base al siguiente espectro se obtiene los valores máximos de respuesta de cada uno de los modos de vibración del edificio.



Para combinar estas respuestas modales y estimar la respuesta máxima de la estructura se usó la Combinación Cuadrática Completa (CQC).

Con esta combinación obtenemos esfuerzos internos, así como desplazamientos globales y deformaciones.

- Fuerza Cortante en la Base:

En base al Análisis Dinámico y la Superposición Modal se hallaron los siguientes resultados de Fuerza Cortante en la base del edificio.

$$V_{xx} = 176.6 \text{ ton.}$$

$$V_{yy} = 146.9 \text{ ton.}$$

- Desplazamientos Laterales:

Del Análisis Dinámico y la Superposición Modal se hallaron los desplazamientos elásticos y lineales de la estructura. Para hallar los desplazamientos máximos esperados se multiplican los resultados hallados por el coeficiente de reducción sísmica (R) y además por 0.75 según indica la norma.

Para el caso de edificios de Concreto Armado, la Norma Peruana establece que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado en los puntos de máximo desplazamiento, de dos pisos consecutivos, no deberá exceder de 0.007 la altura de entrepiso.

#### DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS XX

Piso	hi entrepiso (m)	Di extremo elástica (m)	Di extremo absoluta (m)	di entrepiso (m)	di/hi
1	2.8	0.000755	0.002548	0.002548	0.000910
2	2.7	0.002380	0.008033	0.005484	0.002031
3	2.7	0.004600	0.015525	0.007493	0.002775
4	2.7	0.007190	0.024266	0.008741	0.003238
5	2.7	0.009960	0.033615	0.009349	0.003463
6	2.7	0.012770	0.043099	0.009484	0.003513
7	2.7	0.015530	0.052414	0.009315	0.003450
8	2.7	0.018200	0.061425	0.009011	0.003338

**DESPLAZAMIENTOS  
MÁXIMOS YY**

Piso	hi entrepiso (m)	Di extremo elástica (m)	Di extremo absoluta (m)	di entrepiso (m)	di/hi
1	2.8	0.002250	0.007594	0.007594	0.002712
2	2.7	0.005900	0.019913	0.012319	0.004563
3	2.7	0.010290	0.034729	0.014816	0.005488
4	2.7	0.014910	0.050321	0.015593	0.005775
5	2.7	0.019450	0.065644	0.015323	0.005675
6	2.7	0.023710	0.080021	0.014378	0.005325
7	2.7	0.027560	0.093015	0.012994	0.004813
8	2.7	0.030970	0.104524	0.011509	0.004263

Se observa que los desplazamientos de entrepiso no superan en ningún caso el límite permisible por la Norma Peruana. La deriva máxima obtenida en la dirección XX 0.00351 y en la dirección YY 0.00577.

- Control de Giros en Planta

La Norma Peruana E.030 no establece ningún valor restrictivo en relación a la torsión posible en un edificio, pero sí señala un criterio para definir si se considera un edificio irregular por torsión.

“Se considerará solo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda el 50% del máximo permisible indicado en la Tabla N°8 del Art. 15 de la Norma E.030. 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.”

**GIROS EN PLANTA XX**

Piso	di entrepiso A (m)	di entrepiso B (m)	di entrepiso PROM (m)	di A / di PROM
1	0.002548	0.002079	0.002314	1.10
2	0.005484	0.004482	0.004983	1.10
3	0.007493	0.006024	0.006758	1.11
4	0.008741	0.006878	0.007810	1.12
5	0.009349	0.007219	0.008284	1.13
6	0.009484	0.007179	0.008331	1.14
7	0.009315	0.006905	0.008110	1.15
8	0.009011	0.006551	0.007781	1.16

## GIROS EN PLANTA YY

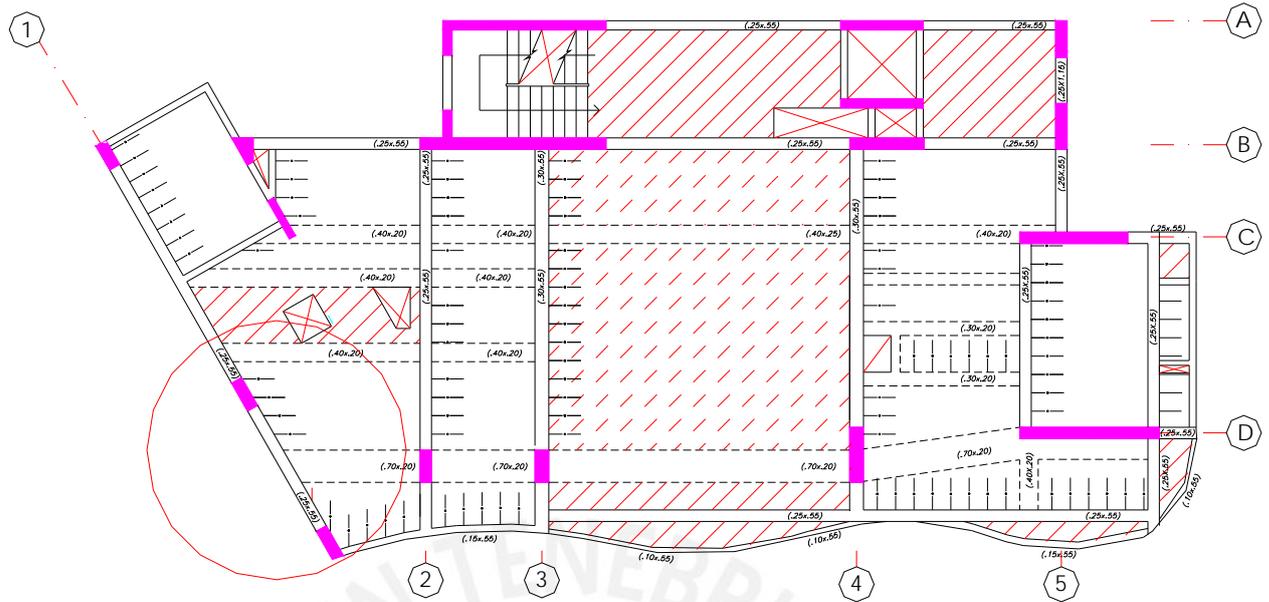
Piso	di entrepiso A (m)	di entrepiso B (m)	di entrepiso PROM (m)	di A / di PROM
1	0.007594	0.001472	0.004533	1.68
2	0.012319	0.003929	0.008124	1.52
3	0.014816	0.005501	0.010159	1.46
4	0.015593	0.006379	0.010986	1.42
5	0.015323	0.006885	0.011104	1.38
6	0.014378	0.007020	0.010699	1.34
7	0.012994	0.006885	0.009939	1.31
8	0.011509	0.006581	0.009045	1.27

En la dirección XX no se supera en ningún caso el valor de 1.3 dado por la norma para considerar un edificio irregular por torsión, pero en la dirección YY se supera este valor prácticamente en todos los pisos, excepto en la azotea. Además este valor es superado largamente en algunos pisos llegando a 1.68. Esto nos indica claramente que el edificio tiene un serio problema de torsión en planta.

#### 4.5 Resultados Análisis Dinámico Modelo 2

Para tratar de mejorar el comportamiento del edificio se hizo una corrida del análisis sísmico eliminando la placa a lo largo del eje 1, reemplazándola por dos columnas de (.25x.60) en cada extremo de la placa y una viga de modo de tratar de controlar la torsión en el edificio. A este planteamiento se le denominará Modelo 2.

Se muestran los resultados del análisis dinámico para analizar el comportamiento de la estructura con el cambio realizado.



PLANTA MODELO 2

A continuación se indican los períodos de los modos de vibración, así como la masa efectiva en cada dirección para el Modelo 2.

MODO	T (seg.)	MASA EFECTIVA	
		XX	YY
1	0.868	0.60%	72.80%
2	0.803	37.30%	0.20%
3	0.538	31.80%	0.45%
4	0.245	0.00%	14.30%
5	0.212	7.17%	0.30%
6	0.13	9.60%	0.85%
7	0.123	0.50%	3.98%
8	0.099	2.60%	0.43%
9	0.081	0.13%	2.47%
10	0.062	0.02%	0.90%

Respecto al anterior modelo el período del primer modo no ha cambiado prácticamente nada, pero la masa efectiva en la dirección YY se ha incrementado de 55.1% a 72.8%. El período del segundo modo ha aumentado de 0.623 seg. a 0.803 seg. con una masa efectiva en XX de 37.7% y prácticamente ninguna masa participativa en YY. El tercer modo tiene un período de 0.538 seg. 31.8% de masa participativa en XX prácticamente cero en YY.

En base a estos resultados vemos que en la dirección YY el modo predominante es el primer modo, mientras que para la dirección XX la mayor parte de la masa efectiva está repartida entre los modos 2 y 3.

#### DESPLAZAMIENTOS XX

Piso	hi entrepiso (m)	Di extremo elástica (m)	Di extremo absoluta (m)	di entrepiso (m)	di/hi
1	2.8	0.001150	0.003881	0.003881	0.001386
2	2.7	0.003420	0.011543	0.007661	0.002838
3	2.7	0.006330	0.021364	0.009821	0.003638
4	2.7	0.009520	0.032130	0.010766	0.003988
5	2.7	0.012750	0.043031	0.010901	0.004038
6	2.7	0.015860	0.053528	0.010496	0.003888
7	2.7	0.018760	0.063315	0.009788	0.003625
8	2.7	0.021400	0.072225	0.008910	0.003300

#### DESPLAZAMIENTOS YY

Piso	hi entrepiso (m)	Di extremo elástica (m)	Di extremo absoluta (m)	di entrepiso (m)	di/hi
1	2.8	0.001020	0.003443	0.003443	0.001229
2	2.7	0.004550	0.015356	0.011914	0.004413
3	2.7	0.009010	0.030409	0.015053	0.005575
4	2.7	0.013630	0.046001	0.015593	0.005775
5	2.7	0.018060	0.060953	0.014951	0.005538
6	2.7	0.022110	0.074621	0.013669	0.005063
7	2.7	0.025620	0.086468	0.011846	0.004388
8	2.7	0.028480	0.096120	0.009652	0.003575

Los desplazamientos laterales máximos del segundo modelo no han variado mucho respecto al primero. La fracción máxima de desplazamiento de entrepiso en XX es 0.00403 y en YY 0.00577.

#### GIROS EN PLANTA XX

Piso	di entrepiso A (m)	di entrepiso B (m)	di entrepiso PROM (m)	di A / di PROM
1	0.003881	0.002298	0.003090	1.26
2	0.007661	0.004992	0.006326	1.21
3	0.009821	0.006683	0.008252	1.19
4	0.010766	0.007628	0.009197	1.17
5	0.010901	0.008033	0.009467	1.15
6	0.010496	0.007965	0.009231	1.14
7	0.009788	0.007661	0.008724	1.12
8	0.008910	0.007256	0.008083	1.10

## GIROS EN PLANTA YY

Piso	di entrepiso A (m)	di entrepiso B (m)	di entrepiso PROM (m)	di A / di PROM
1	0.003443	0.006413	0.004928	0.70
2	0.011914	0.010429	0.011171	1.07
3	0.015053	0.012521	0.013787	1.09
4	0.015593	0.013129	0.014361	1.09
5	0.014951	0.012893	0.013922	1.07
6	0.013669	0.012083	0.012876	1.06
7	0.011846	0.010868	0.011357	1.04
8	0.009652	0.009551	0.009602	1.01

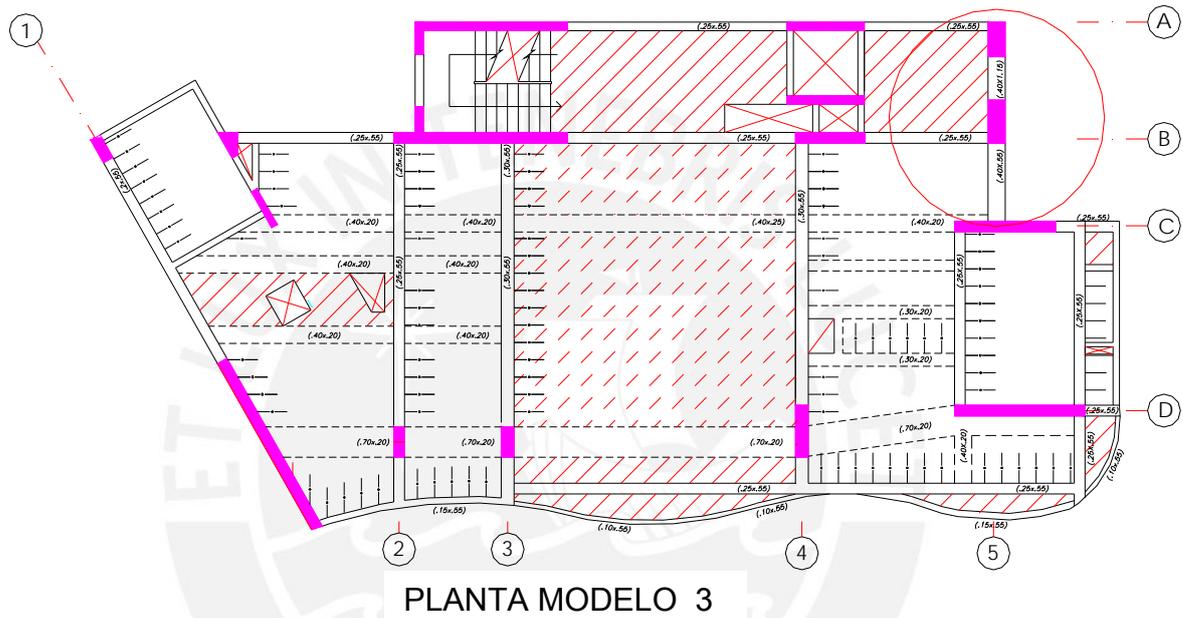
El giro en planta del Modelo 2 sí se ha reducido de manera significativa, lográndose que en ningún caso se supere el valor de 1.3, con lo que se ha controlado el problema de torsión.



### 4.5 Resultados Análisis Dinámico Modelo 3

Se ve que al eliminarse la placa del eje 1 en el Modelo 2 se elimina el problema de torsión del edificio. Para estudiar cómo mejorar el comportamiento global, sin eliminar la placa del eje 1, se hizo un tercer modelo creciendo las columnas del eje 5.

Para tratar de contrarrestar el efecto de la placa del eje 1 se anchó el pórtico del eje 5 de 25 cm. a 40 cm.



Se muestra los períodos de los modos de vibración, así como la masa efectiva en cada dirección del Modelo 3.

MODO	T (seg.)	MASA EFECTIVA	
		XX	YY
1	0.774	15.34%	53.09%
2	0.622	46.26%	18.62%
3	0.491	7.70%	0.20%
4	0.205	2.45%	13.26%
5	0.1401	15.15%	3.01%
6	0.1147	0.31%	0.31%
7	0.0971	0.93%	5.18%
8	0.06194	0.03%	2.32%
9	0.060396	5.99%	0.28%
10	0.0498	0.22%	0.65%

Los porcentajes de masa efectiva que se obtienen son parecidos a los del Modelo 1, sin embargo el período del modo 1 (es el modo de mayor masa efectiva en la dirección

YY) se ha disminuido a 0.774 seg. respecto a 0.851 seg., lo cual indica que el edificio ha ganado cierta rigidez.

### DESPLAZAMIENTOS XX

Piso	hi entrepiso (m)	Di extremo elástica (m)	Di extremo absoluta (m)	di entrepiso (m)	di/hi
1	2.8	0.000788	0.002660	0.002660	0.000950
2	2.7	0.002460	0.008303	0.005643	0.002090
3	2.7	0.004730	0.015964	0.007661	0.002838
4	2.7	0.007380	0.024908	0.008944	0.003313
5	2.7	0.010210	0.034459	0.009551	0.003538
6	2.7	0.013030	0.043976	0.009518	0.003525
7	2.7	0.015900	0.053663	0.009686	0.003588
8	2.7	0.018610	0.062809	0.009146	0.003388

### DESPLAZAMIENTOS YY

Piso	hi entrepiso (m)	Di extremo elástica (m)	Di extremo absoluta (m)	di entrepiso (m)	di/hi
1	2.8	0.001860	0.006278	0.006278	0.002242
2	2.7	0.004740	0.015998	0.009720	0.003600
3	2.7	0.008240	0.027810	0.011813	0.004375
4	2.7	0.011980	0.040433	0.012623	0.004675
5	2.7	0.015700	0.052988	0.012555	0.004650
6	2.7	0.019240	0.064935	0.011948	0.004425
7	2.7	0.022490	0.075904	0.010969	0.004063
8	2.7	0.025410	0.085759	0.009855	0.003650

Los desplazamientos laterales máximos del tercer modelo en la dirección XX no han variado prácticamente respecto al primer modelo, teniéndose 0.0035 como deriva máxima. En la dirección YY sí ha habido una disminución de los desplazamientos laterales. La deriva se redujo de 0.0057 a 0.0046.

### GIROS EN PLANTA XX

Piso	di entrepiso A (m)	di entrepiso B (m)	di entrepiso PROM (m)	di A / di PROM
1	0.002660	0.001941	0.002300	1.16
2	0.005643	0.004236	0.004939	1.14
3	0.007661	0.005670	0.006666	1.15
4	0.008944	0.006514	0.007729	1.16
5	0.009551	0.006851	0.008201	1.16
6	0.009518	0.006818	0.008168	1.17
7	0.009686	0.006581	0.008134	1.19
8	0.009146	0.006244	0.007695	1.19

## GIROS EN PLANTA YY

Piso	di entrepiso A (m)	di entrepiso B (m)	di entrepiso PROM (m)	di A / di PROM
1	0.006278	0.001684	0.003981	1.58
2	0.009720	0.004526	0.007123	1.36
3	0.011813	0.006311	0.009062	1.30
4	0.012623	0.007358	0.009990	1.26
5	0.012555	0.007898	0.010226	1.23
6	0.011948	0.008033	0.009990	1.20
7	0.010969	0.007830	0.009399	1.17
8	0.009855	0.007526	0.008691	1.13

En relación al Modelo 1 se ha mejorado el comportamiento del edificio respecto al giro en planta, pero aun así, para el análisis en la dirección YY, se sigue superando el valor de 1.3 en los 3 primeros pisos, lo que sí era controlado con el Modelo 2.

Con el Modelo 3 se ha aumentado la rigidez lateral del edificio en la dirección YY (la más crítica) respecto a los dos modelos anteriores. Como deriva máxima obtenemos en el Modelo 3 el valor de 0.004675, mientras que para los Modelos 1 y 2 obteníamos el valor de 0.005775 para ambos casos.

Concluimos que la configuración del Modelo 3 es la más adecuada ya que arroja los menores desplazamientos laterales y controla de una manera aceptable la torsión en planta del edificio. Esta será la configuración que se usará en adelante para los siguientes análisis y diseños.

- Excentricidad Accidental

Debido a la incertidumbre en la localización de los centros de masa, donde se aplicará las fuerzas horizontales en cada nivel, la N.T.E. E.030 indica que se debe considerar una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual al 5% de la dimensión total del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

La dimensión del edificio en la dirección XX es 24.0 m y en la dirección YY es 11.70 m. Por lo tanto, las excentricidades para cada dirección serán:

Dirección XX:  $e_x = 24.0 \times 0.05 = 1.20 \text{ m}$

Dirección YY:  $e_y = 11.70 \times 0.05 = 0.58 \text{ m}$

Considerando la excentricidad accidental se obtuvieron los siguientes modos de vibración, períodos y desplazamientos:

MODO	T (seg.)	MASA EFECTIVA	
		XX	YY
1	0.817	16.10%	49.30%
2	0.619	46.03%	21.19%
3	0.467	7.16%	1.76%
4	0.218	2.64%	12.64%
5	0.14	14.89%	3.29%
6	0.109	1.41%	5.45%
7	0.102	1.14%	5.45%
8	0.065	0.00%	2.11%
9	0.061	5.90%	0.64%
10	0.048	0.00%	0.00%

#### DESPLAZAMIENTOS XX

Piso	hi entrepiso (m)	Di extremo elástica (m)	Di extremo absoluta (m)	di entrepiso (m)	di/hi
1	2.8	0.000756	0.002552	0.002552	0.000911
2	2.7	0.002350	0.007931	0.005380	0.001993
3	2.7	0.004530	0.015289	0.007358	0.002725
4	2.7	0.007070	0.023861	0.008573	0.003175
5	2.7	0.009790	0.033041	0.009180	0.003400
6	2.7	0.012550	0.042356	0.009315	0.003450
7	2.7	0.015260	0.051503	0.009146	0.003388
8	2.7	0.017870	0.060311	0.008809	0.003263

#### DESPLAZAMIENTOS YY

Piso	hi entrepiso (m)	Di extremo elástica (m)	Di extremo absoluta (m)	di entrepiso (m)	di/hi
1	2.8	0.001970	0.006649	0.006649	0.002375
2	2.7	0.005000	0.016875	0.010226	0.003788
3	2.7	0.008690	0.029329	0.012454	0.004613
4	2.7	0.012630	0.042626	0.013298	0.004925
5	2.7	0.016570	0.055924	0.013298	0.004925
6	2.7	0.020330	0.068614	0.012690	0.004700
7	2.7	0.023800	0.080325	0.011711	0.004338
8	2.7	0.026940	0.090923	0.010598	0.003925

**GIROS EN PLANTA XX**

Piso	di entrepiso A (m)	di entrepiso B (m)	di entrepiso PROM (m)	di A / di PROM
1	0.002552	0.001947	0.002249	1.13
2	0.005380	0.004195	0.004787	1.12
3	0.007358	0.005636	0.006497	1.13
4	0.008573	0.006278	0.007425	1.15
5	0.009180	0.006581	0.007881	1.16
6	0.009315	0.006581	0.007948	1.17
7	0.009146	0.006278	0.007712	1.19
8	0.008809	0.005940	0.007374	1.19

**GIROS EN PLANTA YY**

Piso	di entrepiso A (m)	di entrepiso B (m)	di entrepiso PROM (m)	di A / di PROM
1	0.006649	0.001465	0.004057	1.64
2	0.010226	0.003767	0.006996	1.46
3	0.012454	0.005265	0.008859	1.41
4	0.013298	0.006244	0.009771	1.36
5	0.013298	0.006683	0.009990	1.33
6	0.012690	0.006885	0.009788	1.30
7	0.011711	0.006784	0.009248	1.27
8	0.010598	0.006514	0.008556	1.24

El efecto de la excentricidad accidental en el Modelo 3 varió los períodos de vibración en XX y YY de 0.622 seg. y 0.774 seg. a 0.619 seg. y 0.817 seg. respectivamente.

El período en la dirección XX se mantuvo prácticamente igual, disminuyendo ligeramente, mientras que en la dirección YY el período aumentó en medio segundo.

Respecto a los desplazamientos laterales y torsión estos se mantienen prácticamente iguales para un sismo en la dirección XX y aumentan no significativamente.

La deriva máxima en la dirección YY pasa de 0.004675 a 0.004925, mientras que el edificio presenta torsión importante en planta en los 6 primeros pisos frente a un sismo en la dirección YY, cuando antes de aplicar la excentricidad accidental solo presentaba en los 3 primeros pisos.

- Cortante en la Base según Análisis Dinámico Modelo 3 (incluida la excentricidad accidental)

Las Fuerzas Cortantes en la Base para el Análisis Dinámico del Modelo 3 producto de la Superposición Modal fueron los siguientes:

$$V_{xx} = 171.1 \text{ ton.}$$

$$V_{yy} = 159.9 \text{ ton.}$$

#### 4.7 Análisis Estático Modelo 3

Los cortantes en la base según el Análisis Estático son los siguientes:

$$V_{xx} = 287.3 \text{ ton}$$

$$V_{yy} = 230.9 \text{ ton}$$

La Norma Peruana Indica que el mínimo valor de la fuerza cortante en la base será del 90% para estructuras consideradas irregulares (nuestro caso) del valor obtenido según el Análisis Estático.

Por esto que los valores de las fuerzas internas, así como las reacciones obtenidas del análisis dinámico serán escalados al 90% de los valores obtenidos del análisis estático según los siguientes factores:

$$f_{xx} = 287.3 / 171.1 \times 0.90 = 1.51$$

$$f_{yy} = 230.9 / 159.9 \times 0.90 = 1.30$$

Los resultados de las fuerzas internas producto de este análisis sísmico obtenidas en los distintos elementos obtenidos se muestran en el anexo a esta tesis.

#### 4.8 Junta de separación sísmica

Para evitar el contacto entre estructuras vecinas durante el movimiento sísmico, la norma especifica una distancia mínima (s) que debe ser mayor a los siguientes valores:

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

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s.

Con esto tenemos:

$$S/2 = 2/3 \times 9 = 6 \text{ cm} \quad (9 \text{ cm máximo desplazamiento horizontal})$$

(Consideramos solo el desplazamiento de nuestro edificio)

$$S = 3 + 0.004(2170 - 500) = 9.7 \text{ cm.}$$

Entonces nuestro edificio se separará del límite de propiedad a lo largo del eje-A 6 cm.  
y a lo largo del eje-1 5 cm.

## 5. DISEÑOS DE LOSAS Y VIGAS

### 5.1 Introducción

Esta clase de elementos generalmente se diseñan para responder a requerimientos por flexión y cortante, siendo su diseño por flexión el más importante.

El diseño se realizará por resistencia última, es decir, las cargas de servicio o las fuerzas internas serán incrementadas mediante factores, mientras que las resistencias nominales serán reducidas por factores de reducción de resistencia ( $\Phi$ ).

Las disposiciones generales que se deben cumplir en el diseño de esta clase de elementos se dan en el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.060.

### Diseño por Flexión

Para calcular los momentos amplificados de diseño ( $M_u$ ) se hizo uso del programa SAP 2000 para analizar las viguetas de aligerados y vigas por cargas de gravedad. Los momentos sísmicos se obtuvieron del modelo sísmico pseudotridimensional mostrado anteriormente.

En base a estos valores se procedió a construir las envolventes de momentos flectores para obtener los momentos amplificados de diseño en los extremos y centro del elemento. Hecho esto se procede a calcular el refuerzo necesario en dichos puntos:

1. Se calcula el factor  $K_u = M_u / bd^2$
2. Usando una tabla de cuantías en función de  $K_u$ , obtenemos la cuantía necesaria ( $\rho$ ).
3. El refuerzo requerido será:  $A_s = \rho bd$
4. Por último elegimos el refuerzo adecuado tal que cumpla las condiciones dadas en la Norma E.060.

Las condiciones dadas en la Norma E.060 son las siguientes:

- El refuerzo elegido debe ser mayor que el refuerzo mínimo. Para el caso de secciones rectangulares :

$$A_{s \min} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c} bd}{f_y}$$

El porcentaje de refuerzo ( $\rho$ ) proporcionado no deberá de exceder  $0.75 \rho_{bd}$ , donde  $\rho_{bd}$  es el porcentaje de refuerzo que produce la condición balanceada.

### Diseño por Corte

Cuando la fuerza cortante  $V_u$  exceda de  $FV_c$ , deberá proporcionarse refuerzo por corte de manera que se cumpla:

$$\begin{aligned} V_u &< FV_n \\ V_u &< F(V_c + V_s) \end{aligned}$$

Donde:

$V_u$ : Resistencia requerida por corte en la sección analizada.

$V_n$ : Resistencia nominal al corte de la sección.

$V_c$ : Resistencia al corte proporcionada por el concreto.

$F$ : Factor de reducción ( $F=0.85$ )

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

Donde:

$d$ : Peralte efectivo

$b_w$ : Ancho de la sección

$f'_c$ : Resistencia característica del concreto

$$V_s = A_v f_y d / s$$

Donde:

$A_v$ : Área de las ramas de los estribos que atraviesan el alma.

$s$ : Espaciamiento de estribos.

$f_y$ : Resistencia a la fluencia del acero.

En vigas que forman eje con la estructura, es decir que conectan columnas o placas (vigas sísmicas), se debe asegurar un comportamiento dúctil, para lo cual se debe cumplir dos objetivos fundamentales:

1. Se debe confinar al concreto en las zonas cercanas a los apoyos, puesto que allí están los máximos esfuerzos de compresión debido a los momentos de flexión y porque allí están los máximos esfuerzos de corte. La Norma indica que en una distancia igual a dos veces el peralte del elemento se deberá colocar el primer estribo a 5 cm de la cara y el resto a un espaciamiento menor o igual al menor valor de:
  - $d/4$
  - $8 d_b$  longitudinal
  - 30 cm.
2. El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no debe exceder de  $0.5d$ .

Una vez que se han cumplido estos dos objetivos  $V_u$  deberá hallarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión ( $M_n$ ) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza isostática calculada para las cargas permanentes.

Así por ejemplo para una viga con carga distribuida:

$$V_{ui} = (M_{ni} + M_{nj}) / l_n + w_u l_n / 2$$

En esta expresión  $M_{ni}$  y  $M_{nj}$  son los momentos nominales reales a flexión que tiene la viga (Con los refuerzos de acero que realmente se especificaron en el diseño).

### Otras consideraciones importantes

La Norma especifica ciertas condiciones para el corte, colocación, recubrimientos y empalmes de refuerzo.

- **Detalles de refuerzo**

1. Gancho estándar: En la Norma E.060, se especifica que el gancho estándar de cada estribo debe tener:
  - Un dobléz de  $180^\circ$  mas una extensión mínima de  $4d_b$ , pero no menor de 65 mm. hasta el extremo libre de la barra.
  - Un dobléz de  $90^\circ$  mas una extensión de  $12 d_b$  hasta el extremo libre de la barra.
2. Diámetros mínimos de doblado: Para cada estribo el diámetro de dobléz medido a la cara interior de la barra no debe ser menor a:
  - Estribos F1/4" a F1" :  $6d_b$

- **Límites para el espaciamiento del refuerzo**

En la Norma E.060 se especifica que el espaciamiento libre entre barras paralelas de una capa deberá ser mayor o igual a su diámetro, 2.5 cm ó 1.3 el tamaño máximo nominal del agregado grueso. En losas la separación del refuerzo principal por flexión será menor o igual a 3 veces el espesor de la losa, sin exceder 45 cm.

- **Recubrimiento para el refuerzo**

El recubrimiento mínimo que deberá proporcionarse al refuerzo será de 4 cm para el caso de vigas y 2 cm. para el caso de losas.

Si el concreto está expuesto al ambiente o en contacto con el suelo para elementos con barras de 5/8" o menores se tendrá un recubrimiento de 4 cm; para elementos con barras de 3/4" o mayores el recubrimiento será de 5 cm.

- **Desarrollo y empalmes de refuerzo**

En la Norma E-060 se especifica que la tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección de elementos de concreto armado, deberá desarrollarse a cada lado de dicha sección mediante una longitud de desarrollo.

La longitud de desarrollo básica ( $l_{db}$ ) para barras corrugadas sometidas a tracción será:

Condiciones	Alambres corrugados o barras de 3/4" y menores	Barras de 7/8" y mayores
Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo empalmados o desarrollados no menor a $d_b$ , con recubrimiento libre no menor que $d_b$ , y estribos a lo largo de $l_d$	$(f_y \times Y_t \times Y_e \times l) / (8.2\sqrt{f_c}) \times d_b$	$(f_y \times Y_t \times Y_e \times l) / (6.6\sqrt{f_c}) \times d_b$

Donde:

$d_b$ :                   diámetro de la barra  
 $Y_t, Y_e$  y  $l$ :       diferentes factores de modificación de longitud de desarrollo.

A continuación presentamos las longitudes de desarrollo básico de los diferentes diámetros considerando barras con  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , sin tratamientos superficiales y concreto de peso normal para  $f_c$  de 210 y 280  $\text{kg/cm}^2$ .

Diámetro de la barra	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
3/8"	34 cm	30 cm
1/2"	45 cm	40 cm
5/8"	56 cm	49 cm
3/4"	67 cm	58 cm
1"	110 cm	96 cm
1-3/8"	150 cm	131 cm

Dependiendo del caso, se obtiene la longitud de desarrollo necesaria multiplicando  $l_{db}$  por cualquiera de los siguientes factores:

- 1.3 Para barras horizontales que tengan bajo ellas más de 30 cm de concreto.
- 1.3 Para casos de concretos livianos.
- 1.5 Barras ó alambres con tratamiento superficial epóxico y recubrimiento menor que  $3 d_b$  o espaciamiento menor que  $6 d_b$ .
- 1.2 Barras o alambres con tratamiento superficial epóxico.

En ningún caso la longitud de desarrollo deberá ser menor de 30 cm.

Para el caso de barras corrugadas sometidas a compresión, la longitud de desarrollo básica en cm deberá ser la mayor de las obtenidas por las siguientes expresiones:

$$L_{db} = 0.075 d_b f_y / \sqrt{f'_c}$$

$$L_{db} = 0.0044 d_b f_y$$

$$L_{db} = 20 \text{ cm}$$

Para las barras de refuerzo que terminen en ganchos estándar, la longitud de desarrollo en tracción ( $l_{dg}$ ) debe ser el mayor valor de:

$$L_{dg} = 8 d_b$$

$$L_{dg} = 15 \text{ cm}$$

$$L_{dg} = 0.075 \times Y_e \times \lambda \times f_y / \sqrt{f'_c} \times d_b$$

Donde  $Y_e$  es igual a 1.2 para refuerzo con recubrimiento epóxico y  $\lambda$  igual a 1.3 para concretos livianos. Para otros casos,  $Y_e$  y  $\lambda$  deben tomarse igual a 1.0.

A continuación presentamos las longitudes de desarrollo con gancho de los diferentes diámetros considerando barras con  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , sin recubrimientos epóxicos y concreto de peso normal para  $f'_c$  de 210 y 280  $\text{kg/cm}^2$ .

Diámetro de la barra	$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
3/8"	21 cm	19 cm
1/2"	28 cm	25 cm
5/8"	35 cm	32 cm
3/4"	42 cm	37 cm
1"	56 cm	49 cm
1-3/8"	77 cm	67 cm

- **Empalmes en el refuerzo**

Para poder realizar empalmes en elementos flexionados, interesará conocer las zonas de menor esfuerzo, y de acuerdo al porcentaje de barras empalmadas decidir el tipo de empalme a usar.

- Para barras sujetas a tracción existen dos tipos de empalmes.

Empalme tipo A:  $l_e = 1.0 l_d$

Empalme tipo B:  $l_e = 1.3 l_d$

Donde  $l_e$  no debe ser menor de 30 cm.

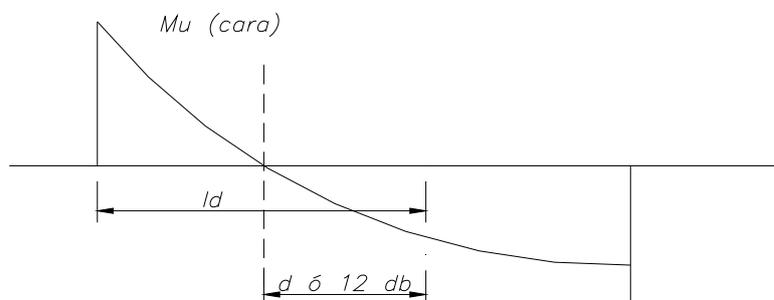
Los empalmes serán del tipo A ó del tipo B de acuerdo a la siguiente tabla:

As proporcionado / As requerido	Porcentaje máximo de As empalmado en la longitud requerida para dicho empalme	
	50	50
Igual o mayor que 2	Clase A	Clase B
Menor que 2	Clase B	Clase B

- **Corte de fierro**

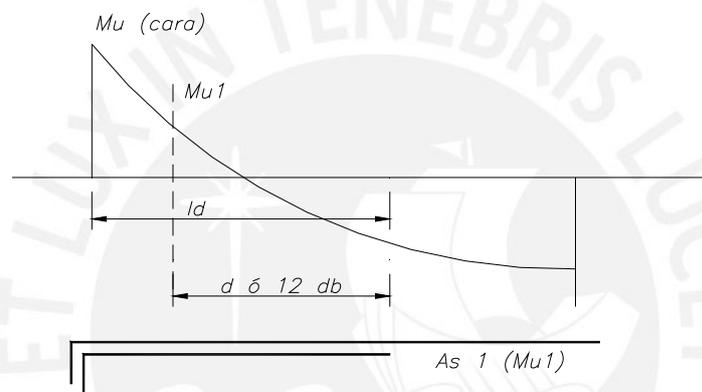
1. El refuerzo deberá extenderse mas allá de la sección en que ya no es necesario, una distancia igual a:

Al peralte efectivo del elemento " $d$ " ó 12 veces el diámetro de la barra, la que sea mayor, siempre que se desarrolle la longitud de anclaje  $l_d$ , desde el punto de máximo esfuerzo.

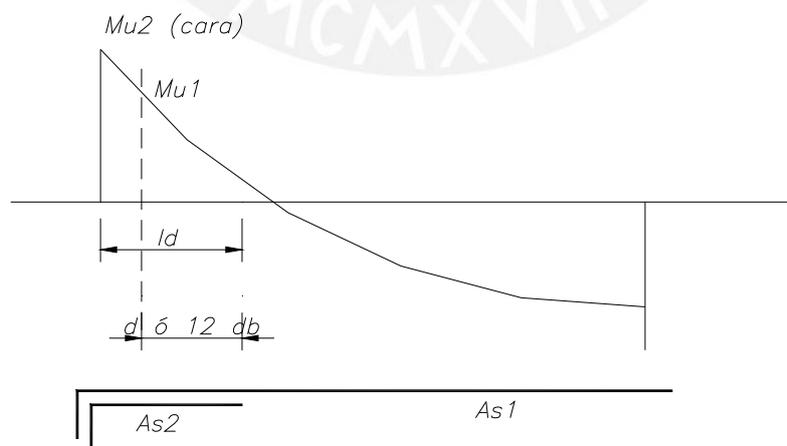


2. Cuando se use refuerzo continuo y otro de menor longitud se debe cumplir:

- El refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a " $l_d$ " más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado no es necesario.
- El refuerzo por flexión no deberá terminar en una zona de tracción a menos que se cumpla que en el punto de corte, el refuerzo que continúa proporciona el doble del área requerida por flexión y el cortante no exceda de 3/4 partes de lo permitido.
- Por lo menos la tercera parte del refuerzo por momento positivo deberá prolongarse hasta el apoyo.



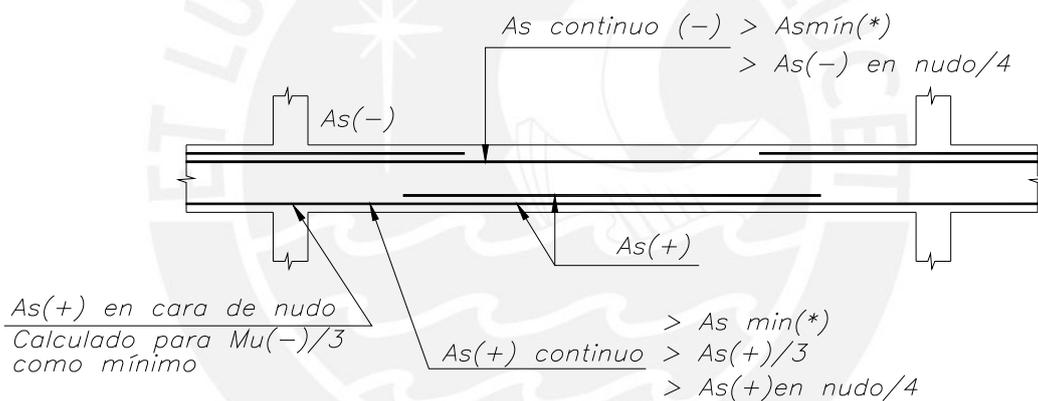
- Para el fierro negativo superior debe cumplirse que por lo menos 1/3 del refuerzo total requerido en la cara del apoyo se extenderá, mas allá del punto de inflexión, una longitud mayor o igual a  $d$ ,  $12d_b$  ó la luz libre entre 16 ( $l_n/16$ ), la que sea mayor.



- El refuerzo por momento negativo deberá anclarse en los apoyos con una longitud de anclaje recto o con gancho.

• **Condiciones para vigas sísmicas**

- A lo largo de la viga deberá existir refuerzo continuo constituido por dos barras, tanto en la parte superior con en la parte inferior, con un área de acero no menor a  $\frac{1}{4}$  del área máxima requerida en los nudos ni menor al área mínima exigida por flexión.
- Todas las barras que anclen en columnas extremas terminarán en ganchos estándar. Si las barras se cortan en los apoyos intermedios sin usar ganchos, deberán prolongarse a través de la columna interior; la parte de " $l_d$ " que no se halle dentro del núcleo confinado deberá incrementarse multiplicándola por un factor 1.6.
- La resistencia al momento positivo en la cara del nudo (extremo inferior) no será menor a  $\frac{1}{3}$  de la resistencia al momento negativo en la misma cara del nudo extremo superior. (\*)  $As_{mín} = 0.7 \sqrt{f_c} b_w d / f_y$



• **Redistribución de Momentos**

Se denomina así a la capacidad de trasladar carga de las secciones más esforzadas de la viga a las secciones menos esforzadas, de tal manera que la sección sobrecargada no falle si las secciones adyacentes pueden tomar la carga adicional que aquella recibe, de tal manera que siempre se siga cumpliendo el equilibrio. Los momentos negativos se podrán aumentar o disminuir en no más de:

$$20 (1 - (r - r')) / r b \%$$

Adicionalmente la norma indica que la redistribución de momentos deberá hacerse solamente cuando:

$$r \text{ ó } (r - r') \leq 0.5 r b$$

Donde  $\rho$  es la cuantía de refuerzo en tracción y  $\rho'$  es la cuantía de refuerzo en compresión.

- **Fisuración**

En la Norma E.060 se especifica que el refuerzo de tracción por flexión debe distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máximas de un elemento de tal manera que se obtenga un valor  $Z$  menor o igual a 31000 kg/cm<sup>2</sup> para condiciones de exposición interior y de  $Z$  menor o igual a 26000 kg/cm<sup>2</sup> para condiciones de exposición exterior.

$$Z = f_s (A' d_c)^3$$

Donde:

$f_s = 0.6 f_y$  (valor estimado)

$A' =$  Área de concreto que rodea cada varilla.

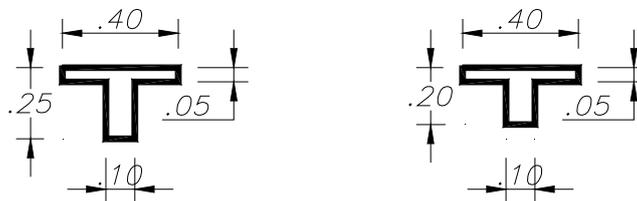
$d_c =$  Recubrimiento inferior medido desde el centro de la varilla más cercana al borde del elemento

## 5.2 Ejemplos de diseño

### Diseño de Losas Aligeradas

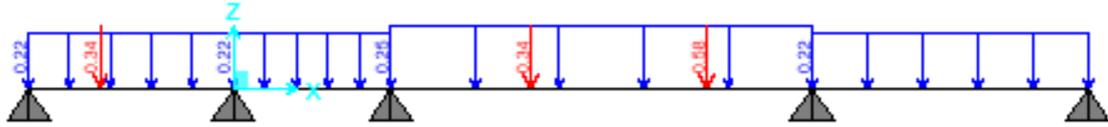
Una vez realizado el metrado por viguetas empleamos el programa Sap 2000 para calcular el momento resistente de diseño ( $M_u$ ), luego se procede a calcular el refuerzo necesario en casa vigueta.

#### Diseño de vigueta entre ejes B y C

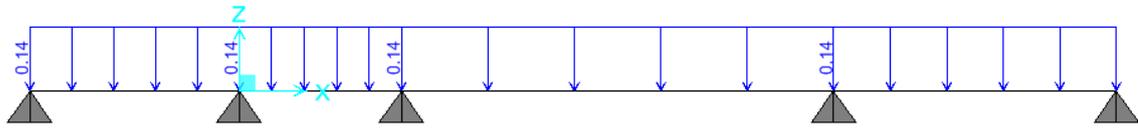


SECCIONES DE VIGUETAS PARA H=25 Y H=20 cm.

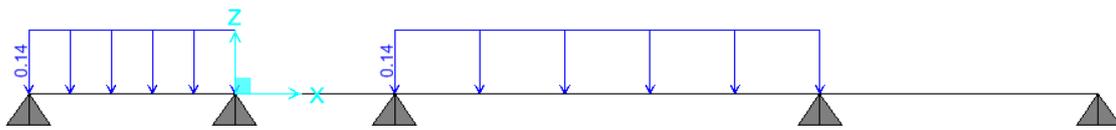
A continuación se muestran los diferentes estados de carga considerando la alternancia de carga viva:



Carga Muerta con las cargas puntuales debido a tabiques.



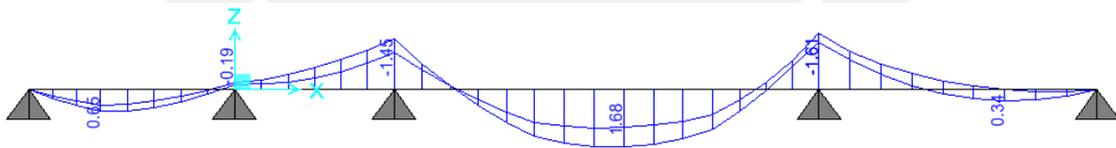
Carga Viva en todos los paños.



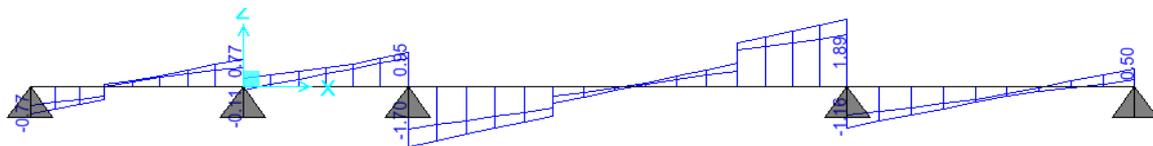
Carga Viva en los paños 1 y 2.



Carga Viva en los paños 1 y 3.



Envolvente de Momentos Flectores ( $M_u$ )



Envolvente de diagrama de fuerzas cortantes ( $V_u$ )

- **Diseño por flexión**

$M_u(+) = 1.68 \text{ tonxm}$

Asumimos que el bloque comprimido (a) no excede los 5 cm de la losa. Entonces tenemos:

B = 40 cm  
 d = 22 cm  
 Ku = 8.67  
 $r = 0.0024$   
 As(+) = 2.08 cm<sup>2</sup>                      a = 1.22 cm  
 Se colocan 2F1/2" (2.58 cm<sup>2</sup>)

Mu(-) = 1.61 tonxm

B = 40 cm (al ser un aligerado de h=20 cm se considera un ensanche corrido en la zona de momentos negativos)  
 d = 17 cm  
 Ku = 13.9  
 $r = 0.0039$   
 As(-) = 2.63 cm<sup>2</sup>  
 Se colocan 2F1/2" (2.58 cm<sup>2</sup>)

Mu(+) = 0.65 tonxm

B = 40 cm  
 d = 17 cm  
 Ku = 5.62  
 $r = 0.0015$   
 As(+) = 1.03 cm<sup>2</sup>  
 Se coloca 1F1/2" (1.29 cm<sup>2</sup>)



Distribución de acero colocado en la vigueta

Es importante considerar también el acero por temperatura y contracción:

As temp = 0.0025 bh = 0.0025 x 100 x 5 = 1.25 cm<sup>2</sup>/ml: F1/4"@ 25cm.

- **Diseño por Cortante**

Se evalúa Vu a "d" de la cara del apoyo. En este caso de aligerados las vigas T no llevan estribos, por lo tanto, toda la fuerza cortante la resiste el concreto.

$$Vu \leq FVc$$

Donde:

$$FVc = 0.85 (0.53 \sqrt{f'c} b_w d)$$

Analizando el tercer tramo de la vigueta aligerada tenemos Vu = 1.75 ton

$$FVc = 0.85 (0.53 \sqrt{210} \times 10 \times 22 \times 1.1) = 1.58 \text{ ton}$$

La Norma Peruana permite aumentar la resistencia nominal por corte en 10 % debido al factor de grupo.

$V_u > \Phi V_c$  entonces es necesario realizar ensanches en las viguetas sacando ladrillos de forma alternada.

## Diseño de Losas Macizas

### Diseño de losa maciza entre ejes A y B

Debido a que la relación entre las dimensiones de la losa es mayor a 2, esta trabajará en una sola dirección.

Para esta losa tenemos un  $w_u = 1.15$  ton/m por metro de ancho

$M_u = 0.80$  ton x m

$b = 100$

$d = 16$

$K_u = 3.15$

$r = 0.0008$

$A_s = 1.34$  cm<sup>2</sup> (Se colocará  $\Phi 3/8'' @ 25$ cm superior e inferior)

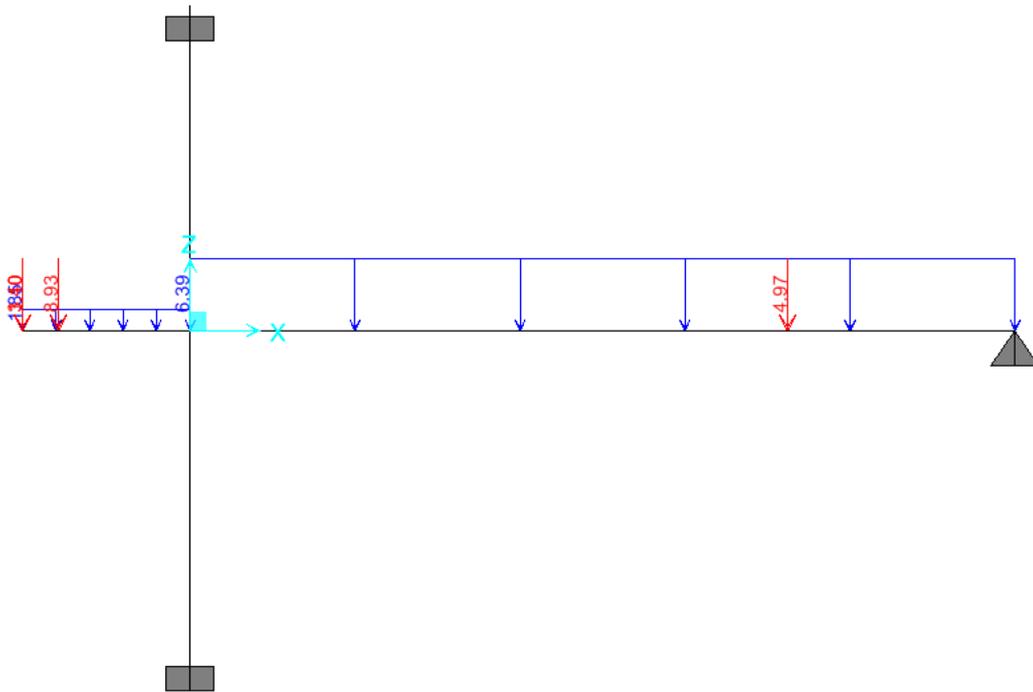
La cuantía mínima dada por la Norma Peruana es  $0.0018bh$ , resultando que el acero necesario es  $3.55$  cm<sup>2</sup>/m menor a lo que se ha colocado.

## Ejemplos de diseño de vigas

Se desarrollará el diseño de las vigas V2 y V11 del piso típico

### Diseño Viga V11

Se muestran las cargas obtenidas en la etapa de metrados. La viga inicialmente se consideró de una sección de .30x.55, pero se tuvo que ampliar a .40x.55 por encontrarse muy esforzada. A continuación se presenta todo su procedimiento de diseño.



Se muestra el modelo matemático de la viga V11, en el cual las columnas que forman pórtico están empotradas superior e inferiormente según lo permite la Norma Peruana. Además se está considerando el apoyo final de la viga como un apoyo simple a pesar que esta llega a una placa, pero dado que el espesor del muro de esta placa es 25 cm, el acero de refuerzo no podrá anclar totalmente y desarrollar su total capacidad.

- **Diseño por flexión**

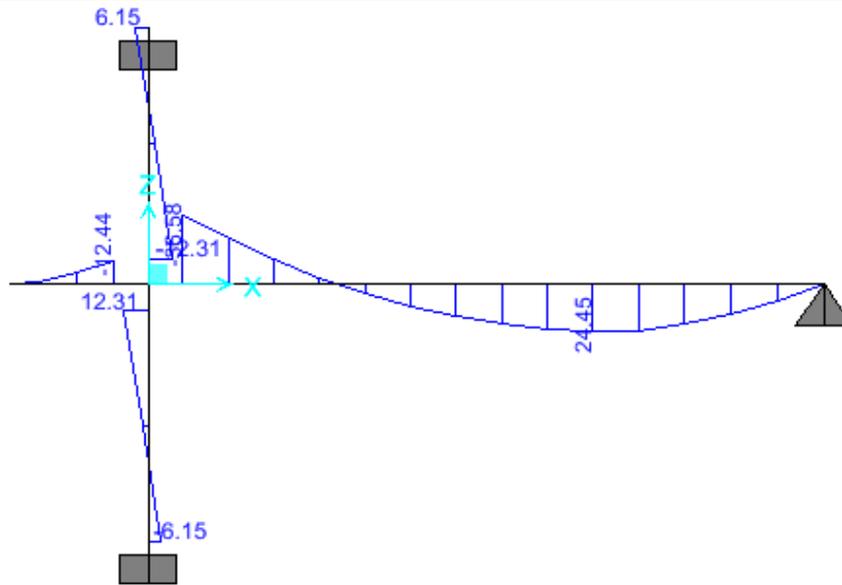


Diagrama de momentos flectores  $M_u$  por cargas de gravedad para la viga V11  
combinación (1.4CM + 1.7CV)

Del análisis sísmico tenemos que esta viga tiene un momento de sismo  $M_s = 7.8$  tonxm en su extremo izquierdo.

Verificamos la combinación 1.25(CM + CV) + Sismo

$36.6 \times 1.25 / 1.5 + 7.8 = 38.3$  tonxm la combinación crítica es 1.25(CM+CV)+S

$M_u(-) = 38.3$  tonxm

$b = 30$

$d = 46$  (Se está considerando que el acero se colocará en dos capas  $d = h - 9$ )

$K_u = 60.3$

$r = 0.0213$

$A_s = 29.44 \text{ cm}^2$

Se está obteniendo un acero mayor al máximo (0.75  $A_s$  balanceado) por lo que se debe hacer alguna modificación.

Se puede hacer un diseño considerando el acero en compresión o se puede anchar la viga de 30 cm a 40 cm.

Se opta por lo segundo. Anchar la viga.

$b = 40$

$$d = 46$$

$$K_u = 46.1$$

$$r = 0.0148$$

$$A_s = 27.2 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se corren } 3F_{3/4}'' + 2F_1'' + 1F_1'' + 1F_{3/4}'')$$

$$M_u(+) = 24.5 \text{ tonxm}$$

$$b = 40$$

$$d = 46$$

$$K_u = 43.1$$

$$r = 0.0136$$

$$A_s = 25.0 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se corren } 3F_{3/4}'' + 3F_{3/4}'')$$

- **Diseño por cortante**

Fundamentalmente lo que debe cumplirse en nuestro diseño es:

$$V_u \leq F V_n$$

Donde  $V_u$  es la fuerza cortante última o resistencia requerida y  $V_n$  es la resistencia nominal.

Al ser la viga V11 una viga sísmica se considerará como cortante máximo, el que esta viga pueda soportar asociado a su capacidad nominal por flexión (este cortante podría considerarse el máximo cortante que la viga recibiría por sismo), y además del cortante isostático debido a cargas de gravedad. La expresión que se muestra a continuación representa los dos componentes de fuerza cortante explicados.

$$V_u = (M_{n1} + M_{n2}) / l_n + w_u \times l_n / 2$$

$$M_{n1} = 44.9 \text{ tonxm} \quad (\text{Momento nominal izquierdo de la viga})$$

$$M_{n2} = 0 \quad (\text{El apoyo derecho se considera simplemente apoyado por lo que no tiene momento en su extremo})$$

$$l_n = 6.55 \text{ m.} \quad (\text{Luz libre de la viga})$$

$$w_u = 5.8 \text{ ton/ml} \quad (\text{carga distribuida en la viga, se considera un factor de amplificación de 1.25 por ser esta una combinación que considera el sismo})$$

$$V_u = 49.9/6.55 + 5.8 \times 6.55/2 = 26.6 \text{ ton}$$

Verificamos la combinación donde no considera el sismo, solo cargas de gravedad (1.4CM + 1.7CV)

$V_u = 27.9 \text{ ton}$  (La combinación crítica es la que solo considera cargas de gravedad)

Con la fuerza cortante máxima, hallamos la fuerza que aporta los estribos ( $V_s$ ), con lo que podemos obtener el espaciamiento requerido del refuerzo transversal:

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

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

$$s = A_s f_y d / V_s$$

Donde:

$V_c$ : Resistencia cortante aportada por el concreto

$V_s$ : Resistencia cortante aportada por los estribos de acero

$s$ : Espaciamiento de estribos

$A_s$ :  $1.42 \text{ cm}^2$  (estribos de  $\Phi 3/8"$ )

$$\Phi V_c = 12.8 \text{ ton}$$

$$V_s = (27.9 - 12.8) / 0.85 = 17.8 \text{ ton.}$$

$$s = 1.42 \times 4200 \times 49 / 17800 = 16.4 \text{ cm.}$$

Según la Norma Peruana la distribución de estribos para vigas sísmicas debe cumplir además con lo siguiente:

- Deberá colocarse estribos en ambos extremos, en una longitud igual a dos veces el peralte del elemento (zona de confinamiento)

$$L_o = 2 \times 55 = 110 \text{ cm}$$

- El espaciamiento máximo dentro de esta zona de confinamiento será el menor valor de:

$$0.25d = 0.25 \times 49 = 12.2 \text{ cm}$$

$$8 d_b = 8 \times 1.91 = 15.3 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm.}$$

- Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo será:

$$s = 0.50d = 0.50 \times 49 = 24.5 \text{ cm}$$

Entonces finalmente la distribución de estribos será la siguiente:

$$1@5, 10@10, Rto@25 \text{ c/extremo}$$

## Diseño Viga V2

Se desarrollará el diseño del segundo tramo de la viga V2 de sección (.25x.55). Esta viga es una viga sísmica por lo que se procederá de una manera similar a la viga V11. Las consideraciones de diseño serán las mismas.

- **Diseño por flexión**

Se considera que este segundo tramo está empotrado en sus dos extremos al apoyarse en placas orientadas en la dirección paralela a la viga, por lo que los momentos negativos en los apoyos se obtienen con la expresión  $M_u = w_u \times l_n^2/12$ , y el momento positivo al centro de la luz se obtiene con la expresión  $M_u = w_u \times l_n^2/24$ .

La carga última  $w_u$  para la viga se obtiene considerando como carga muerta el peso propio de la viga, el peso de la losa maciza que se apoya sobre esta y el piso terminado y como carga viva se tiene la sobrecarga considerada para viviendas.

$W_u = 1.051 \times 1.4 + 0.290 \times 1.7 = 1.97 \text{ ton/m}$  (Se está considerando inicialmente la combinación 1.4CM + 1.7CV)

$M_u = -4.7 \text{ tonxm}$ . (Momento último en el apoyo debido a cargas de gravedad para la combinación de cargas 1.4CM + 1.7CV)

Del análisis sísmico tenemos que esta viga V2 tiene un  $M_{sismo} = 14.5 \text{ tonxm}$  en los extremos de su segundo tramo.

Verificamos la combinación 1.25(CM + CV) + Sismo

$4.7 \times 1.25 / 1.5 + 14.5 = 18.5 \text{ tonxm}$ , la combinación crítica es 1.25(CM+CV)+S

$M_u(-) = 18.5 \text{ tonxm}$ .

$b = 25$

$d = 46$

$K_u = 30.8$

$r = 0.0091$

$A_s = 11.20 \text{ cm}^2$  (Se corren 2F3/4" y se agrega un bastón de 2F3/4")

- **Diseño por cortante**

$M_{n1} = 19.1 \text{ tonxm}$  (momento nominal izquierdo)

$Mn2 = 16.1$  (momento nominal derecho)  
 $ln = 5.30$  m. (luz libre)  
 $wu = 1.64$  ton/ml (carga distribuida amplificada por 1.25)

$$Vu = (19.1 + 16.1)/5.30 + 1.64 \times 5.30 / 2 = 6.6 + 4.4 = 11.0 \text{ ton}$$

$$FVc = 8.0 \text{ ton}$$

$$Vs = (11 - 8.0) / 0.85 = 3.6 \text{ ton.}$$

$$s = 1.42 \times 4200 \times 49 / 3600 = 81 \text{ cm.}$$

La distribución de estribos es la siguiente:

1@5, 10@10, Rto@25 c/extremo



## 6. DISEÑO DE COLUMNAS

### 6.1 Introducción

Las columnas de nuestra estructura están sometidas a solicitaciones de gravedad y sismo, por lo que el diseño de las mismas se hará cumpliendo con las condiciones mínimas de la Norma E.060 para columnas.

Se diseñarán por flexo-compresión y luego por fuerza cortante.

### 6.2 Diseño por flexo-compresión

La resistencia última de un elemento en compresión pura no debe tomarse mayor que:

$$F P_n(\max) = 0.80 F (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y)$$

Es decir un 80% de la carga axial máxima  $P_o$ , para columnas con estribos, donde:

- $P_n(\max)$  : Resistencia nominal en compresión pura.  
 $F$  : Factor de reducción de resistencia ( $F=0.70$ )  
 $A_g$  : Área bruta de la sección transversal del elemento.  
 $A_{st}$  : Área del refuerzo de acero longitudinal.

Además de las cargas de gravedad y de sismo a las que se encuentran sometidas las columnas también actúan sobre ellas los momentos flectores provenientes de cargas de gravedad y de sismo. Para considerar el efecto de estos momentos en la columna se evalúa la siguiente expresión:

$$M_c = \alpha_l M_{uv} + \alpha_g M_{us}$$

Donde:

- $\alpha_l$  : Factor que corrige el momento debido a cargas de gravedad. (Efecto local de esbeltez)  
 $\alpha_g$  : Factor que corrige el momento debido a desplazamientos laterales relativos. (Efecto global de esbeltez)  
 $M_c$  : Momento de diseño corregido.

Muv : Momento debido a cargas verticales amplificadas provenientes de un análisis de primer orden.

Mus : Momento debido a cargas laterales amplificadas provenientes de un análisis de Primer orden.

El efecto local de esbeltez se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$dI = C_m / (1 - P_u / F P_c) \geq 1.0$$

Donde:

Pu : Carga amplificada actuante sobre la columna.

Pc : Carga crítica de pandeo.

F : Factor de reducción de resistencia igual a 0.70

Cm : Coeficiente que considera la relación de los momentos en los nudos y el tipo de curvatura.

$$P_c = p^2 EI / (ln)^2$$

$$EI = E_c I_g / 2.5 (1 + b_d)$$

$$C_m = 0.60 + 0.4M_1/M_2 \geq 0.4 \quad b_d = M_{cm} / M_{total}$$

Donde:

Ec : Módulo de elasticidad del concreto.

Ig : Inercia de la sección bruta de concreto (en la dirección analizada)

Es : Módulo de elasticidad del acero.

Mcm : Máximo momento debido a carga muerta.

Mtotal : Máximo momento debido a la carga total.

ln : Luz libre de la columna en la dirección analizada.

M1 : Momento flector menor de diseño en el extremo de la columna.

M2 : Momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna.

Si los cálculos muestran que no existe momento en ambos extremos, o que las excentricidades calculadas en los extremos son menores a  $(1.5 + 0.03h)$  en cm, M1 y M2 en el cálculo de CM, deberá basarse en una excentricidad mínima de  $(1.5 + 0.03h)$

en cm., alrededor de cada eje principal por separado, donde  $h$  es el peralte de la columna en la dirección analizada.

Los efectos locales pueden ser despreciados si:

$$l_n / r < 34 - 12 M_1/M_2$$

Donde:

$r$  : radio de giro de la sección transversal del elemento en compresión.

El efecto de esbeltez global se evalúa a través de las siguientes expresiones:

$$\bar{\alpha}_g = 1/(1-Q) \quad Q = (\sum P_u) u / (V_u h)$$

$$\bar{\alpha}_g = 1 / ( 1 - \sum P_u / F \sum P_c )$$

Donde:

- $Q$  : Índice de estabilidad del entrepiso.  
 $\sum P_u$  : Suma de cargas axiales de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.  
 $u$  : Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del edificio, debido a cargas laterales amplificadas y calculadas con un análisis de primer orden.  
 $V_u$  : Fuerza cortante amplificada al nivel de entrepiso, debido a cargas laterales.  
 $h$  : Altura del entrepiso considerado.

La primera expresión se utiliza sólo si se conoce las deformaciones laterales de entrepiso. La Norma también establece que si el índice de estabilidad  $Q$  es menor que 0.06 se podrá considerar que el entrepiso está arriostrado lateralmente, de tal manera que los efectos globales de segundo orden se pueden despreciar ( $\bar{\alpha}_g = 1$ ).

Si el índice de estabilidad tiene un valor entre 0.06 y 0.25, los efectos globales de esbeltez deberán considerarse multiplicando todos los elementos flectores de vigas y columnas producidos por las cargas laterales amplificadas y obtenidas mediante un análisis elástico de primer orden por el factor  $\bar{\alpha}_g$ .

Después de analizar las columnas en cada dirección se debe realizar un análisis biaxial debido a que nuestras columnas están sometidas simultáneamente a flexión en sus dos direcciones. Para realizar este análisis se puede emplear la ecuación de Bresler como lo indica la Norma. E.060.

$$1/P_u \leq 1/F_{Pnx} + 1/F_{Pny} + 1/F_{Pno}$$

Donde:

$P_u$  : Resistencia última en flexión biaxial.

$F_{Pnx}$  : Resistencia de diseño para la misma columna bajo acción de momento únicamente en X. ( $e_y = 0$ ).

$F_{Pny}$  : Resistencia de diseño para la misma columna bajo acción de momento únicamente en Y. ( $e_x = 0$ ).

$F_{Pno}$  : Resistencia de diseño para la misma columna bajo acción de carga axial únicamente. ( $e_x = e_y = 0$ ).

Esta ecuación es válida para valores de :

$$P_u / F_{Pno} \geq 0.1$$

Para valores menores de 0.1 se debe usar la siguiente relación:

$$M_{ux} / F_{Mnx} + M_{uy} / F_{Mny} \leq 1.0$$

Donde  $F_{Mnx}$  y  $F_{Mny}$  son las resistencias de diseño de la sección con respecto a los ejes x e y.

### 6.3 Diseño por Cortante

El cálculo de la fuerza cortante es similar al descrito en el capítulo de diseño de vigas, es decir que el diseño se basa en las siguientes expresiones:

$$V_u \leq F_v V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

- $V_n$  : Resistencia Nominal.  
 $V_c$  : Resistencia Nominal del concreto a la fuerza cortante.  
 $V_s$  : Resistencia Nominal del refuerzo q la fuerza cortante.

El cálculo de la resistencia nominal del concreto a la fuerza cortante es similar de las vigas con la única diferencia que en este caso esta resistencia se incrementa debido a la carga axial.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b d (1+0.0071 N_u/Ag)$$

La fuerza cortante ( $V_u$ ) debe determinarse a partir de los momentos nominales que provienen de la capacidad de la columna por flexión.

Las recomendaciones de la Norma respecto a la distribución de estribos son las siguientes:

1. Se debe colocar en ambos extremos del elemento estribos cerrados sobre una longitud " $l_o$ " medida desde la cara del nudo que no sea menor que:
  - $l_n/6$
  - Máxima dimensión de la columna.
  - 45 cm.
2. Estos estribos estarán espaciados una distancia que no sea mayor que:
  - La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento.
  - 10 cm
3. El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento " $l_o$ " no debe ser mayor que:
  - 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
  - La menor dimensión del elemento.

- 30 cm.

#### 6.4 Ejemplos de diseño por flexocompresión

Como ejemplos diseñaremos las columnas de los ejes D-3 y D-4.

##### Columna D-3 (.30 x .70)

El primer paso será analizar si la columna tiene problemas de esbeltez (local y global).

Esbeltez Local:

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$h = 70 \text{ cm.}$$

$$L_n = 280 + 60 = 340 \text{ cm.}$$

En la dirección XX:

M1 y M2 son prácticamente cero por lo que  $M1/M2 = 1$ .

Los efectos locales se despreciarán si  $l_n/r < 34 + 12 = 46$ .

$$r = 0.30 b = 0.30 \times 30 = 9 \text{ cm.}$$

$l_n/r = 340 / 9 = 37.8$  (los efectos locales de esbeltez se pueden despreciar en la dirección XX)

En la dirección YY:

$$M1 = 6.15 \text{ tonxm.}$$

$$M2 = 12.3 \text{ tonxm.}$$

$$I_n/r = 34 - (-6.15/12.3)12 = 40.0$$

$$r = 0.30 \quad h = 0.30 \times 70 = 21 \text{ cm.}$$

$I_n/r = 340 / 21 = 16.2$  (los efectos locales de esbeltez se pueden despreciar en la dirección YY)

En ninguna de las dos direcciones principales tenemos problemas de esbeltez local.

Esbeltez Global:

Análisis de esbeltez global en la dirección X-X:

Piso	Vu (ton.)	u (cm)	$\sum Pu$ (ton)	h (cm)	Q
8	92.6	0.91	246.5	270	0.00897
7	115.7	0.97	610.875	270	0.01897
6	150.5	0.95	975.25	270	0.02280
5	178.7	0.96	1339.625	270	0.02665
4	204.7	0.89	1704	270	0.02744
3	228.4	0.77	2068.375	270	0.02583
2	246.5	0.56	2432.75	270	0.02047
1	260.1	0.27	2797.125	340	0.00854

Análisis de esbeltez global en la dirección Y-Y:

Piso	Vu (ton.)	u (cm)	$\sum Pu$ (ton)	h (cm)	Q
8	74.9	0.99	246.5	270	0.01207
7	105.9	1.1	610.875	270	0.02350
6	133	1.19	975.25	270	0.03232
5	157.5	1.26	1339.625	270	0.03969
4	179.5	1.26	1704	270	0.04430
3	199.4	1.18	2068.375	270	0.04533
2	215.2	0.97	2432.75	270	0.04061
1	243.4	0.63	2797.125	340	0.02129

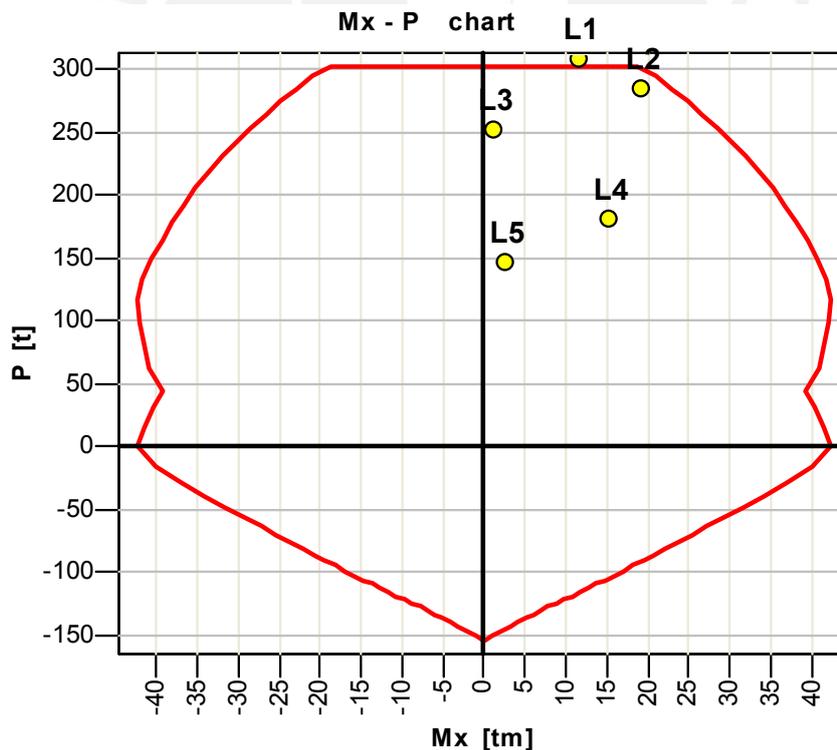
Se puede observar que el índice de estabilidad de entrepiso es menor que 0.06 en las dos direcciones. Por lo tanto no será necesario realizar correcciones por esbeltez global.

Para la columna D-3 tenemos las siguientes cargas en el piso 1 con sus combinaciones:

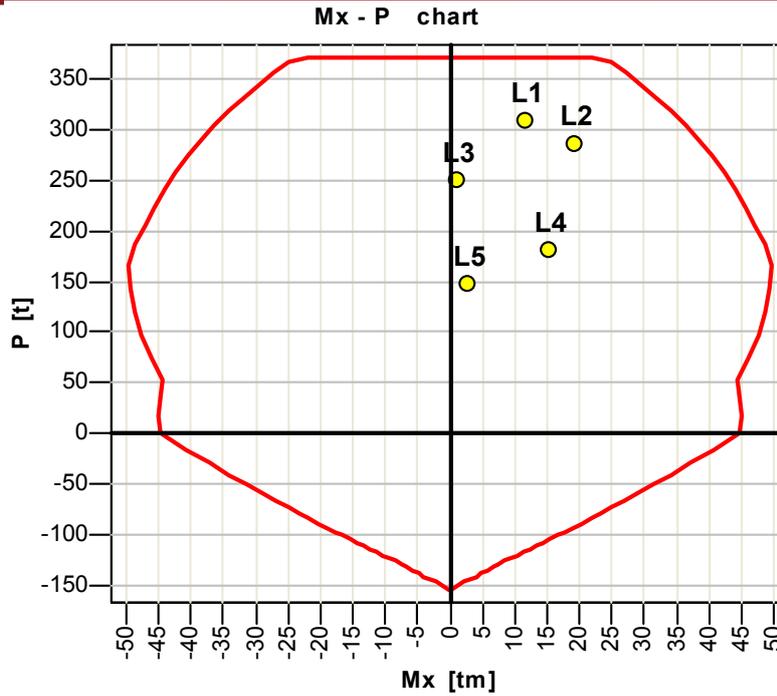
$P_{CM} = 181.3 \text{ ton}$                        $M_{xx_{CM}} = 0.0 \text{ tonxm}$                        $M_{yy_{CM}} = 7.0 \text{ tonxm}$   
 $P_{CV} = 32.4 \text{ ton}$                                $M_{xx_{CV}} = 0.0 \text{ tonxm}$                                $M_{yy_{CV}} = 1.2 \text{ tonxm}$   
 $P_{Sismo} = 16.8 \text{ ton}$                                $M_{xx_{Sismo}} = 1.7 \text{ tonxm}$                                $M_{yy_{Sismo}} = 9.0 \text{ tonxm}$

	P (ton)	Mxx (tonxm)	Myy (tonxm)
Carga Muerta	181.30	0.00	7.00
Carga Viva	32.40	0.00	1.20
Sismo	16.80	1.70	9.00
1.4CM + 1.7CV	308.90	0.00	11.84
1.25 (CM + CV) + S	283.93	1.70	19.25
1.25 (CM + CV) - S	250.33	-1.70	1.25
0.9CM + S	179.97	1.70	15.30
0.9CM - S	146.37	-1.70	-2.70

Consideramos para el refuerzo para el primer piso 8 varillas de 1" lo que significa una cuantía de 1.93% y un  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ .

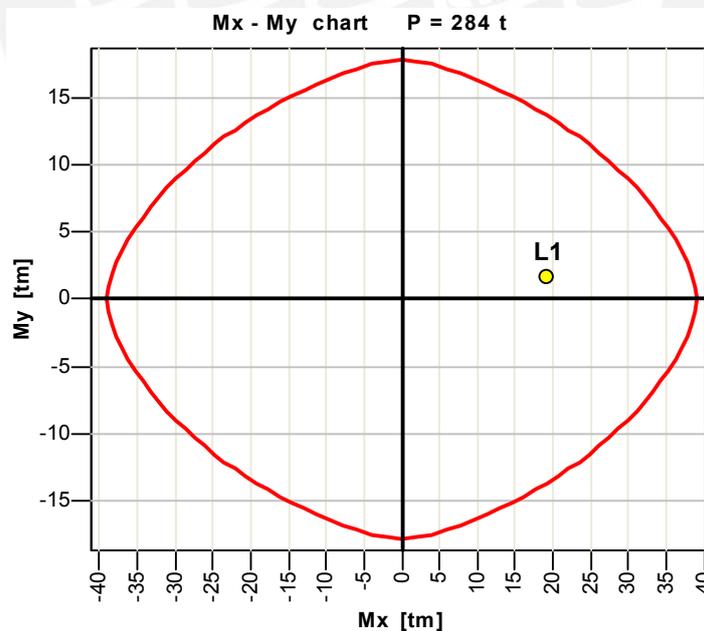


Se observa que la primera combinación de cargas sale del diagrama de interacción P-Mx por lo que se considerará aumentar el  $f'_c$  a  $280 \text{ kg/cm}^2$ .



Utilizando un concreto de  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$  todos los puntos caen con cierta holgura dentro del diagrama de interacción.

A continuación se verificará con un diagrama de interacción biaxial para un  $P_u = 284$  ton, 8 varillas de 1"  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$



Los momentos considerados son de  $M_{xx} = 1.7 \text{ tonxm}$  y  $M_{yy} = 19.25 \text{ tonxm}$ .

Se observa que el diseño es apropiado y cumple una verificación biaxial de momentos.

**Columna D-4 (.30 x 1.20)**

b = 30 cm.

h = 120 cm.

Para esta columna no será necesario hacer la verificación de esbeltez ya que tiene mayores dimensiones que la columna D-3.

Para la columna D-4 tenemos las siguientes cargas en el piso 1 con sus combinaciones:

$$P_{CM} = 236.2 \text{ ton}$$

$$M_{xx_{CM}} = 0.0 \text{ tonxm}$$

$$M_{yy_{CM}} = 8.0 \text{ tonxm}$$

$$P_{CV} = 42.2 \text{ ton}$$

$$M_{xx_{CV}} = 0.0 \text{ tonxm}$$

$$M_{yy_{CV}} = 1.5 \text{ tonxm}$$

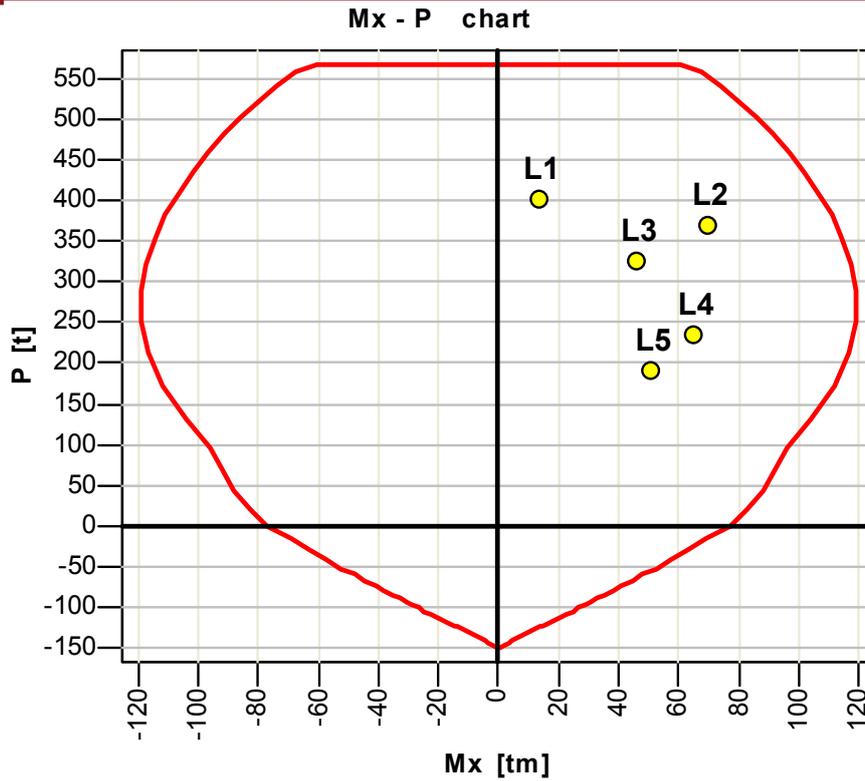
$$P_{Sismo} = 22.1 \text{ ton}$$

$$M_{xx_{Sismo}} = 2.5 \text{ tonxm}$$

$$M_{yy_{Sismo}} = 58.1 \text{ tonxm}$$

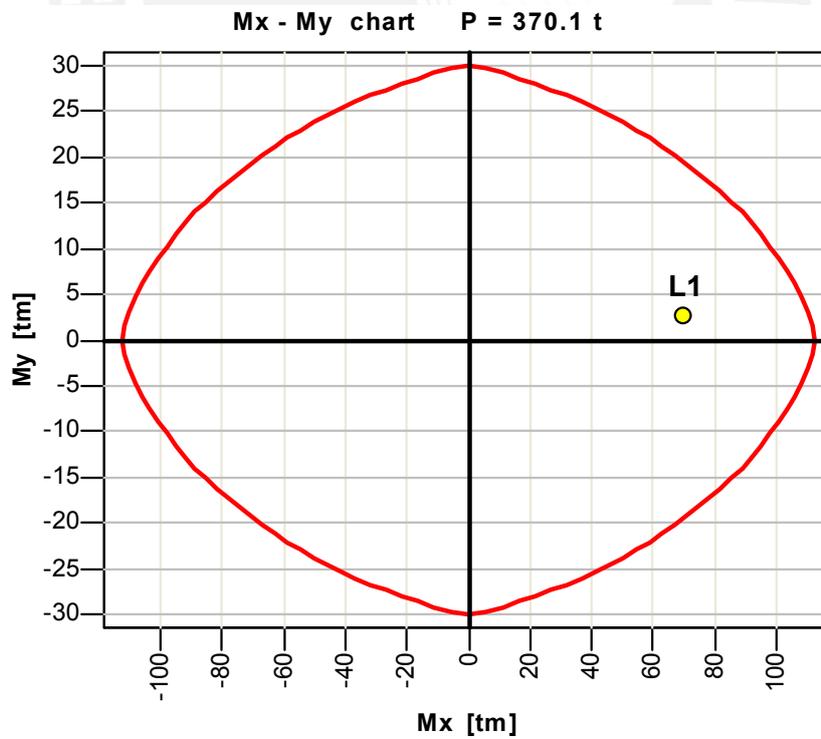
	P (ton)	Mxx (tonxm)	Myy (tonxm)
Carga Muerta	236.20	0.00	8.00
Carga Viva	42.20	0.00	1.50
Sismo	22.10	2.50	58.10
1.4CM + 1.7CV	402.42	0.00	13.75
1.25 (CM + CV) + S	370.10	2.50	69.98
1.25 (CM + CV) - S	325.90	-2.50	-46.23
0.9CM + S	234.68	2.50	65.30
0.9CM - S	190.48	-2.50	-50.90

Consideramos para el refuerzo para el primer piso 14 varillas de 3/4" lo que significa una cuantía de 1.11% y un  $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$  ya que se usará este concreto para los elementos verticales en los dos primeros niveles por el diseño de la columna D-3.



Todos los puntos caen con cierta holgura dentro del diagrama de interacción.

A continuación se verificará con un diagrama de interacción biaxial para un  $P_u = 370$  ton, 14 varillas de 3/4"  $f_c = 280$  kg/cm<sup>2</sup>



Los momentos considerados son de  $M_{xx} = 2.5$  tonxm y  $M_{yy} = 70$  tonxm.

Se observa que el diseño es apropiado y cumple una verificación biaxial de momentos.

### 6.5 Ejemplos de diseño por cortante

La fuerza cortante última la determinamos a partir de las resistencias nominales en flexión para lo cual hacemos uso del diagrama de interacción.

#### Columna D-3 (.30 x .70)

Para  $P_u = 180 \text{ ton}$   $\rightarrow M_n = 71.4 \text{ tonxm}$

$V_u = 2M_n / l_n = 2 \times 71.4 / 2.70 = 52.9 \text{ ton.}$

Calculo del cortante resistido por el concreto:

$$FV_c = 0.85 \times .53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \times (1 + 0.007 N_u / A_g)$$

$$FV_c = 0.85 \times .53 \times \sqrt{280} \times 30 \times 64 \times (1 + 0.007 \times 180000 / 30 \times 70) = 23.0 \text{ ton}$$

Cálculo del cortante resistido por el refuerzo:

$$V_s = (V_u - FV_c) / F = (52.9 - 23) / 0.85 = 35.1 \text{ ton.}$$

Cálculo de separación de estribos de 3/8":

$$s = N \times A_s \times f_y \times d / V_s = 2 \times .71 \times 4200 \times 64 / 35100 = 11 \text{ cm.}$$

Para la columna D-3 se colocarán estribos de 3/8" espaciados cada 10 cm en toda su altura.

#### Columna D-4 (.30 x 1.20)

Para  $P_u = 326 \text{ ton}$  →  $M_n = 168.5 \text{ tonxm}$

$V_u = 2M_n / l_n = 2 \times 168.5 / 2.70 = 124.8 \text{ ton.}$

Cálculo del cortante resistido por el concreto:

$$FV_c = 0.85 \times .53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \times (1 + 0.007 N_u / A_g)$$

$$FV_c = 0.85 \times .53 \times \sqrt{280} \times 30 \times 114 \times (1 + 0.007 \times 326000 / 30 \times 120) = 42.1 \text{ ton}$$

Cálculo del cortante resistido por el refuerzo:

$$V_s = (V_u - FV_c) / F = (168.5 - 42.1) / 0.85 = 148.7 \text{ ton.}$$

Cálculo de separación de estribos de 1/2":

$$s = N \times A_s \times f_y \times d / V_s = 2 \times 1.29 \times 4200 \times 114 / 148700 = 9 \text{ cm.}$$

Para la columna D-4 se colocarán estribos de 1/2" espaciados cada 10 cm en toda su altura.

## 7. DISEÑO DE PLACAS

### 7.1 Introducción

Las placas o muros de corte son llamados así por el gran porcentaje de cortante basal que absorben. Se caracterizan entonces por tener carga vertical, mucho cortante y mucho momento flector, sobretodo en los primeros pisos.

De acuerdo a esto se hará el diseño para responder a las sollicitaciones de flexo-compresión y cortante.

### 7.2 Diseño por flexo-compresión

Las placas de nuestra estructura son muros esbeltos ( $\text{Altura total/Longitud} \geq 1$ ), por tanto de acuerdo a la Norma E.060, se aplicarán los lineamientos generales establecidos para flexo-compresión, es decir se hará un diagrama de interacción en donde se analizará la relación entre carga axial y momento flector.

Si el muro posee aberturas, se deberá considerar su influencia en la resistencia a flexión y cortante.

En muros con alas, el ancho efectivo del ala tanto en compresión como en tracción, debe extenderse desde la cara del alma una distancia igual al menor valor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y el 10% de la altura total del muro.

- **Elementos de borde en muros estructurales de concreto armado**

Los elementos de borde en las zonas de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

$$c \geq l_m / 600 (\delta_u / h_m)$$

$l_m$  es la longitud del muro en el plano horizontal y  $h_m$  la altura total del mismo.  $\delta_u$  es el desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro correspondiente a  $h_m$ .

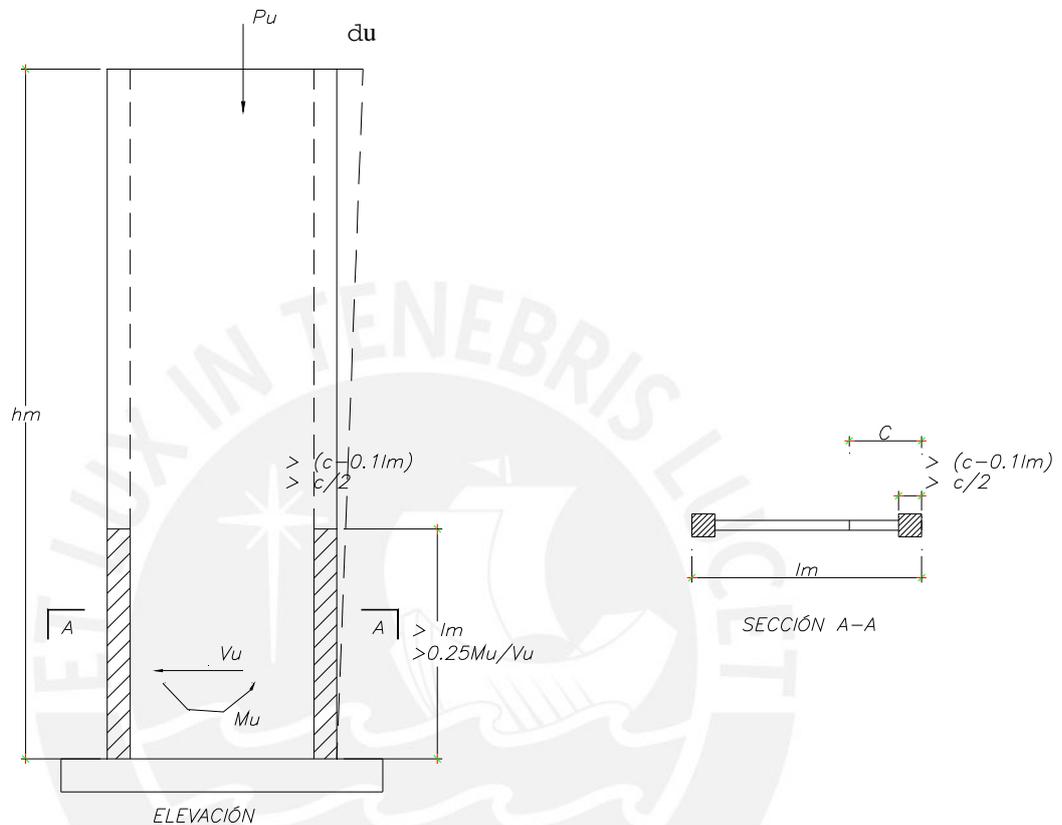
El valor de  $c$  corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial amplificada y la resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de diseño  $\delta_u$ . El cociente  $\delta_u / h_m$  en la ecuación no debe tomarse menor que 0.005.

Para muros con alas, el cálculo de la profundidad del eje neutro debe incluir en ancho de ala efectiva definida anteriormente. Deberá utilizarse el mayor valor de  $c$  que se obtenga de considerar compresión en cada extremo del muro.

Donde se requieran elementos confinados de borde, el refuerzo del mismo debe extenderse verticalmente desde la sección crítica a una distancia no menor que el mayor valor entre  $l_m$  y  $M_u/4V_u$ . Además se debe cumplir con las siguientes condiciones:

- El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre  $(c-0.1l_m)$  y  $c/2$ .
- En las secciones con alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben extender por lo menos 30 cm dentro del alma.
- El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con los requisitos especificados para columnas.
- Los estribos serán como mínimo de 8mm. de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.
- El espaciamiento no debe exceder al menor de los siguientes valores:
  - Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
  - La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.
  - 25 cm.
- El refuerzo transversal de los elementos de borde en la base del muro debe extenderse dentro del apoyo en por lo menos en la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo longitudinal de mayor diámetro de los elementos de borde, a menos que los elementos de borde terminen en una zapata o losa de cimentación, en donde el refuerzo transversal de los elementos de borde se debe extender, por lo menos, 30 cm dentro de la zapata o losa de cimentación.

- El refuerzo horizontal en el alma del muro debe estar anclado para desarrollar  $f_y$ , dentro del núcleo confinado del elemento de borde. El refuerzo horizontal que termine en los bordes de muros estructurales debe tener gancho estándar que enganche el refuerzo de borde.



Debido a que las placas son elementos sometidos a bajos esfuerzos de compresión para realizar el primer análisis supondremos que la placa trabaja solo por flexión, por tanto el refuerzo aproximado en los núcleos será.

$$A_s = \frac{M_u}{(d \times f_y \times F)}$$

$$F = 0.90$$

Donde:

$M_u$ : Momento de diseño

$d$ : Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de las fuerzas en tracción del refuerzo.

$A_s$ : Área de refuerzo requerido.

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero.

$F$ : Factor de reducción de resistencia.

Además se definirá la longitud del núcleo confinado según los parámetros indicados previamente.

El segundo paso será el de realizar los diagramas de interacción de la placa y de los núcleos respectivamente, para verificar que los esfuerzos actuantes no sean mayores que los resistentes.

### 7.3 Diseño por cortante

Siguiendo la filosofía de la Norma E.060, el diseño de placas estará orientado a tener una falla dúctil y no frágil, es por esa razón que se amplifica la fuerza cortante de la placa de manera que la falla sea por flexión y no por corte; por lo que para realizar el diseño debemos cumplir con lo siguiente:

$$\begin{aligned} V_u &\leq \Phi V_n \\ V_n &= V_c + V_s \\ V_c &= 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times t \times d \end{aligned}$$

$V_u$  no deberá exceder de  $2.6\sqrt{f'_c} \times t \times d$

En este punto debemos calcular el factor que amplifica a la fuerza cortante ( $V_{ua}$ ), que es la relación de momento nominal de la sección asociada a  $P_u$  ( $M_{ur}$ ) y el momento último proveniente del análisis ( $M_{ua}$ ), obteniendo una fuerza cortante última ( $V_u$ ):

$$V_u = V_{ua} \times (M_{ur} / M_{ua})$$

El factor resultante de la multiplicación de  $M_{ur}$  entre  $M_{ua}$  no deberá exceder de  $R$ , puesto que ya estaríamos diseñando para un  $V_u$  elástico.

Esta disposición podrá limitarse a una altura del muro medida desde la base equivalente a la longitud del muro  $l_m$ ,  $M_u/4V_u$ , ó la altura de los dos primeros pisos, la que sea mayor.

Los muros deben tener refuerzo por cortante distribuido que proporcione resistencia en dos direcciones ortogonales en el plano del muro. Si  $h_m / l_m$  no excede de 2.0 la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la cuantía de refuerzo horizontal.

El área de este refuerzo se calcula con la siguiente expresión:

$$V_s = A_v \times f_y \times d / s$$

Donde la cuantía de refuerzo debe ser mayor o igual a 0.0025, el espaciamiento de este refuerzo no deberá ser mayor que L/3, 3t ó 40 cm.

Respecto a la cuantía de refuerzo vertical, la Norma nos dice que será igual a:

$$r_v = (0.0025 + 0.5(2.5 - H/L)(r_h - 0.0025)) \geq 0.0025$$

No siendo necesario que sea mayor que el refuerzo horizontal, el espaciamiento de este refuerzo no deberá exceder de L/3, 3t ó 40 cm.

#### 7.4 Ejemplo de diseño por flexo-compresión y por cortante

Como ejemplo mostraremos el diseño de la placa 1. Su longitud es de 4.42 m. y tiene una altura de 22.10 m. por lo que se considera un muro esbelto.

Cargas Axiales de gravedad y sismo:

Piso	Pcm (ton)	Pcv (ton)	Psisxx (ton)	Psisyy (ton)
8	15.9	1.1	5.3	3.4
7	35.6	3.3	11.5	7.3
6	55.3	5.5	17.4	11.2
5	75.0	7.7	23.8	15.2
4	94.7	9.9	29.7	19.0
3	114.4	12.1	34.9	22.4
2	134.1	14.3	39.0	25.1
1	153.8	16.5	41.5	26.6

Momentos de gravedad y sismo, así como cortantes de sismo:

Piso	Mcm (tonxm)	Mcv (tonxm)	Msisxx (tonxm)	Msisyy (tonxm)	Vsisxx (ton)	Vsisyy (ton)
8	5.0	0.8	42.7	33.3	11.8	8.6
7	6.0	1.5	69.0	39.1	31.0	19.0
6	6.0	1.5	135.0	78.1	45.0	29.2
5	6.0	1.5	240.2	148.5	57.8	37.9
4	6.0	1.5	378.8	241.9	68.9	45.7
3	6.0	1.5	551.0	359.6	79.8	54.0
2	6.0	1.5	752.9	500.0	87.9	61.1
1	6.0	1.5	919.4	575.6	69.2	39.8

Axiales, Momentos y Cortantes amplificados por piso:

Piso	Pu (ton)	Mu (tonxm)	Vu (ton)
8	26.6	50.0	11.8
7	60.1	78.4	31.0
6	93.4	144.4	45.0
5	127.2	249.6	57.8
4	160.5	388.2	68.9
3	193.0	560.4	79.8
2	224.5	762.3	87.9
1	254.4	928.8	69.2

### Quantía necesaria en los núcleos confinados

Para obtener el refuerzo aproximado en los núcleos asumimos que la placa trabaja solo por flexión por lo que tenemos:

$$A_s = M_u / (0.9 \times f_y \times 0.80 L) = 92880000 / (0.90 \times 4200 \times 0.90 \times 442) = 61.8 \text{ cm}^2$$

Tentativamente se colocarán 10 varillas de 1" en cada núcleo y una longitud del núcleo de 80 cm.

El refuerzo distribuido vertical se obtiene según el mínimo para placas:

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Colocaremos 2 varillas de 3/8" @ 20 cm.

Para  $P_u = 254.4$  ton y  $M_u = 928.8$  tonxm (Valores de fuerzas y momentos en el primer piso de la placa) tenemos una longitud del eje neutro de 97 cm.

Primero verificaremos si es necesario tener núcleos confinados según los requerimientos de la Norma.

$$l_m = 448 \text{ cm}$$

$$h_m = 2210 \text{ cm}$$

$$d_u = 6.2 \text{ cm.}$$

$$d_u / h_m = 0.0028 \quad \rightarrow \quad d_u / h_m = 0.005$$

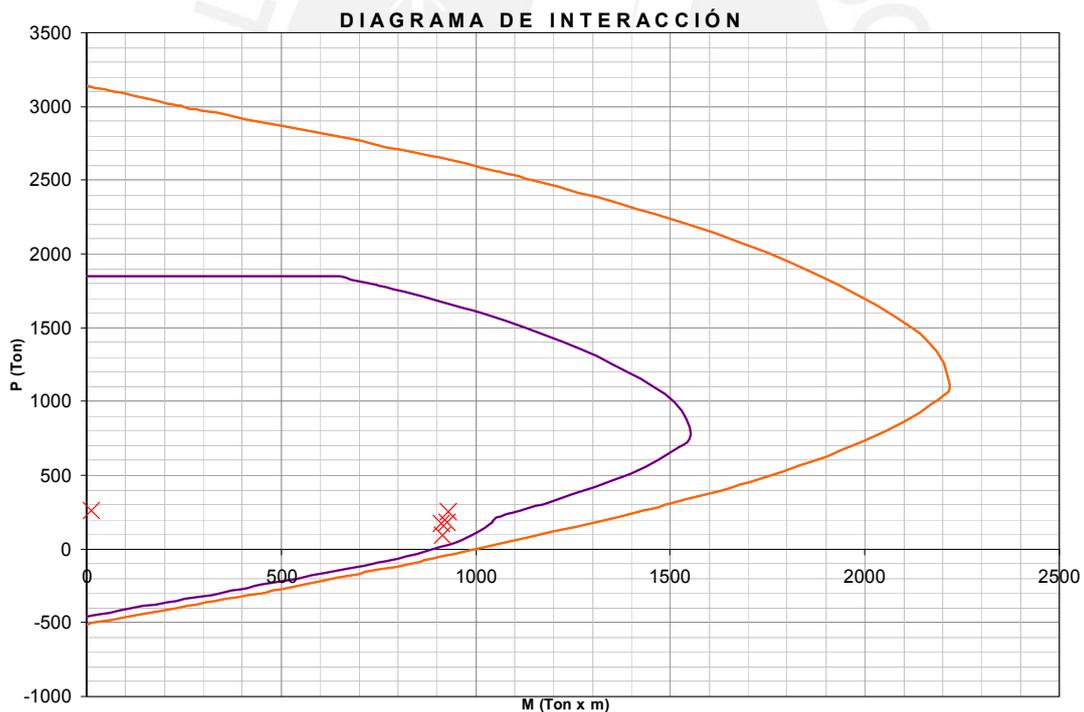
$$c \geq 448 / (600 \times 0.005) \geq 149 \text{ cm. (Podría no confinarse los bordes en compresión)}$$

Según la norma la longitud mínima del núcleo confinado debe ser:

$C - 0.1l_m$	$97 - 0.1 \times 448 = 52.2 \text{ cm}$
$C/2$	$97 / 2 = 49 \text{ cm.}$

Mantendremos el núcleo con 80 cm. de longitud.

En base al refuerzo estimado haremos el diagrama de interacción para la placa 1 en el piso 1.



Se observa que el diseño es adecuado ya que todos los puntos de las combinaciones entran dentro del diagrama de interacción.

### Diseño por cortante

Como ya tenemos la cuantía necesaria de los núcleos podemos hallar la cantidad de refuerzo necesario para cumplir los requerimientos por corte, usando las expresiones antes nombradas:

Para el piso 1 consideraremos:

$$\begin{aligned} V_{ua} &= 87.9 \text{ ton} \\ M_{ur} &= 1450 \text{ tonxm} \\ M_{ua} &= 928.8 \text{ tonxm} \end{aligned}$$

Con lo que obtenemos:

$$V_u = 87.9 \times 1450 / 928.8 = 137.2 \text{ ton.}$$

Cálculo del cortante resistido por el concreto:

$$FV_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 410 = 66.9 \text{ ton.}$$

Cálculo resistido por el refuerzo:

$$V_s = (V_u - FV_c) / F = (137.2 - 66.9) / 0.85 = 82.7 \text{ ton.}$$

Cálculo de separación de estribos de 3/8":

$$s = N \times A_s \times f_y \times d / V_s = 2 \times 0.71 \times 4200 \times 410 / 82700 = 30 \text{ cm.}$$

Calculamos la cuantía mínima horizontal:

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

Colocaremos 2 varillas de 3/8" @ 20 cm. a lo largo de toda la altura de la placa.

## 8. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

### 8.1 Introducción

Del estudio de suelos tenemos el esfuerzo admisible del suelo, el nivel mínimo de cimentación, el asentamiento diferencial máximo, el factor de corte estático y dinámico y recomendaciones adicionales para la cimentación.

Tomando estas consideraciones, el objetivo de este capítulo será, determinar un sistema de cimentación que transmita las cargas hacia el suelo, de tal manera que los esfuerzos producidos por estas sean menores que la presión admisible del suelo.

El diseño de la cimentación se realizará siguiendo las recomendaciones dadas por la Norma E.050 y la Norma E.060.

Es común que en edificaciones similares a la nuestra, se haga uso de cimentaciones superficiales, como son las zapatas aisladas, zapatas conectadas, zapatas combinadas, cimientos corridos y losas o plateas de cimentación.

En nuestro caso emplearemos zapatas aisladas y combinadas en los casos en que los elementos estructurales tomen momentos sísmicos muy grandes con relación a la carga axial máxima que actúa sobre ellos. Debemos tener en cuenta también que la Norma de suelos y cimentaciones especifica que la profundidad de cimentación debe ser como mínimo 0.80 m. Según las condiciones de nuestro suelo la profundidad mínima de cimentación será de 1.50 m.

### 8.2 Descripción de la cimentación a diseñar

Antes de efectuar el diseño de las cimentaciones se hará el dimensionamiento de su área en planta, de manera de obtener una presión actuante menor ó igual a la presión admisible indicada en el estudio de suelos. (para nuestro caso  $4.0 \text{ kg/cm}^2$ ).

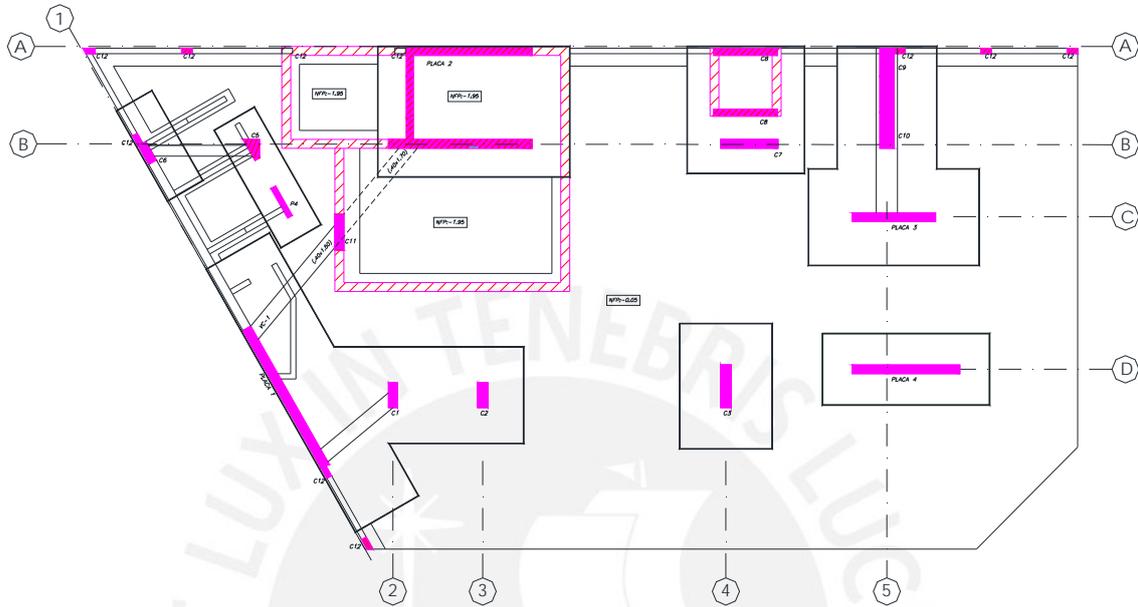
Entonces nuestro diseño se realizará en dos etapas:

a) Dimensionamiento en planta de la cimentación.

Para esta etapa usaremos cargas de servicio incrementadas en un porcentaje de 10% para tener en cuenta el peso propio de la zapata.

b) Diseño de la cimentación propiamente dicha.

En este paso se incluye el dimensionamiento del peralte y el refuerzo de acero requerido.



Esquema de la cimentación en planta

Para el diseño de las zapatas tenemos tres casos principales:

Primero el referente al diseño de las zapatas aisladas. Este es el caso de las zapatas de las columnas y placas de los ejes 4-D y 5-D.

Segundo referente a las zapatas combinadas. Estas se tienen en la zapata de las columnas que forman la caja del ascensor del eje 4-A y la columna del eje 4-B, en la zapata que de las columnas del eje 5 con los ejes A, B y C y en la zapata de las columnas C4 y C5, que forman un eje paralelo al eje 1.

Esta combinación de zapatas se da debido a la ubicación cercana de columnas, así como en la necesidad de unirlos para poder controlar los momentos de volteo de un elemento gracias a la carga axial proveniente de otro elemento.

Tercero tenemos el caso de zapatas conectadas. Este se da por la presencia de una zapata excéntrica de la columna en el eje 1-B, debido a su colindancia con el límite de propiedad del terreno. Por esta excentricidad es que se tiene un momento que se

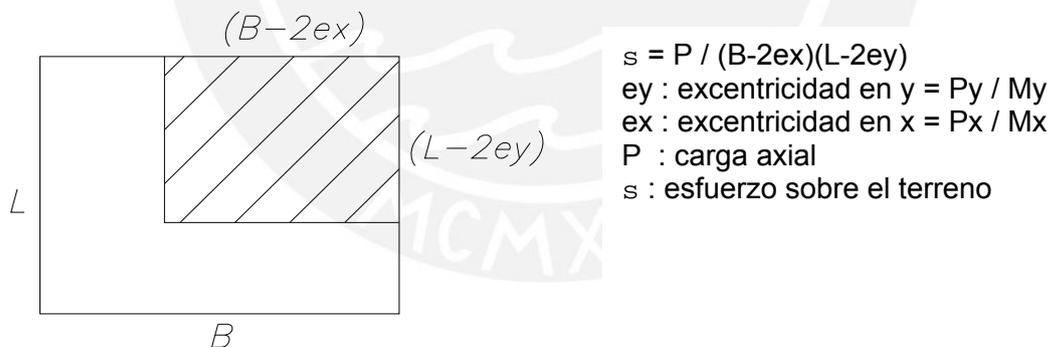
toma mediante una viga de cimentación que une esta zapata con la zapata de las columnas C4 y C5 (Zapata combinada).

Finalmente tenemos el caso mixto, que es una combinación de zapata combinada con zapatas conectadas. Este es el caso de la zapata de la Placa 1 a lo largo del eje 1 que se ha combinado con las zapatas de las columnas C1 y C2. Esta zapata combinada además se ha conectado con la zapata de la Placa 2 para tomar el momento producido en la zona excéntrica de la zapata de la Placa 2.

### 8.3 Diseño de la Cimentación

El diseño de hace con las siguientes consideraciones:

- Para un primer tanteo en el dimensionamiento se usan las cargas axiales de gravedad y se disminuye la resistencia del terreno para dejar holgura para cuando se verifique con los momentos y cargas de sismo.
- La verificación de esfuerzos sobre el terreno se realiza con cargas de gravedad y sismo sin amplificar, usándose una distribución de presiones constante (Meyerhof) en el caso de zapatas rectangulares.



También es posible usar la expresión general para la verificación de esfuerzos en el terreno:

$$s = (P + P_p) / A \pm M_y / I$$

Donde:

- A : Área de la sección
- M : Momento actuante
- I : Inercia de la sección.
- Y : Distancia a la fibra mas alejada de la sección

El diseño se realiza con las combinaciones reglamentarias de carga y esta conformando por las siguientes verificaciones:

### Verificación por corte

Se realiza a “d” de la cara de la columna o placa, para ello se utilizan las siguientes expresiones, teniendo en cuenta que en la zapata no se utilizan estribos.

$$V_n = V_c$$

$$V_u \leq \Phi V_n$$

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

$$V_u = (\underline{s}u - P_{pu}) \times B \times (X - d)$$

Donde:

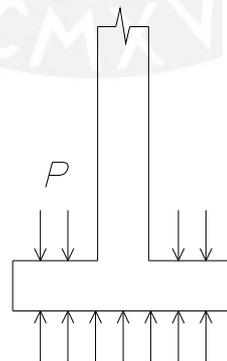
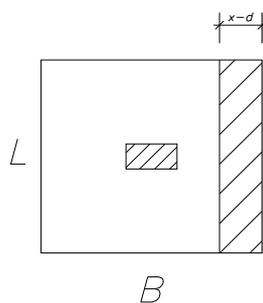
$\underline{s}u$  = esfuerzo último de diseño

$P_{pu}$  = peso propio de la zapata por  $m^2$  amplificado

$x$  = volado de la zapata

$d$  = peralte efectivo de la zapata

$B$  = ancho de la zapata



$$d = h - 10 \text{ cm}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times L \times d$$

$$V_u = (\underline{s}u - P_{pu}) \times L \times (X - d)$$

Se debe cumplir:

$$V_u \leq \Phi V_c$$

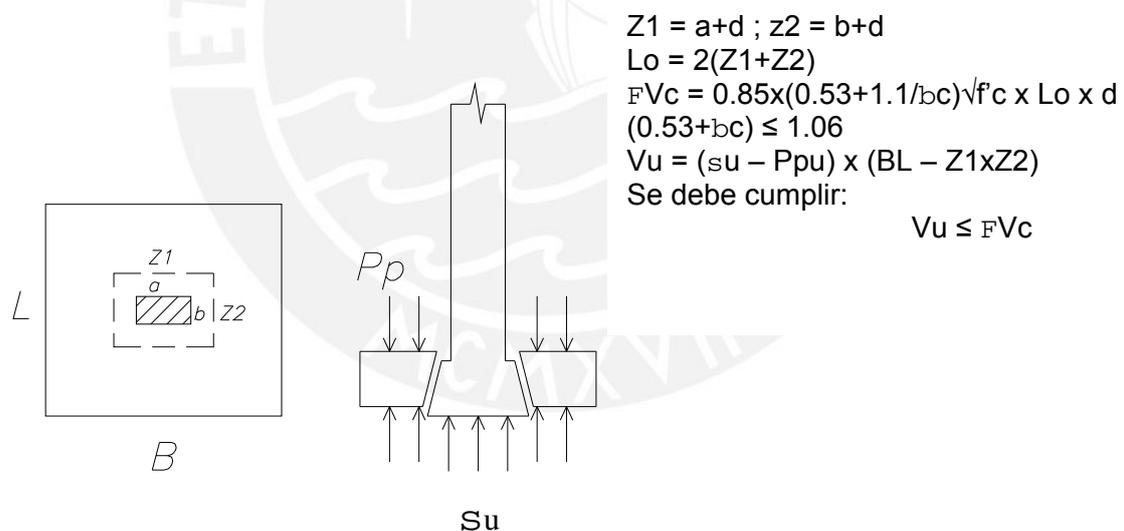
### Verificación por punzonamiento

El punzonamiento es una falla que se puede presentar cuando no hay vigas sino que las cargas actuantes en una losa van hacia la columna directamente en dos direcciones.

Cuando hay vigas la carga de la losa va hacia la viga y luego esta va hacia la columna; en estas situaciones no hay efecto de punzonamiento, sino de cortante en una dirección.

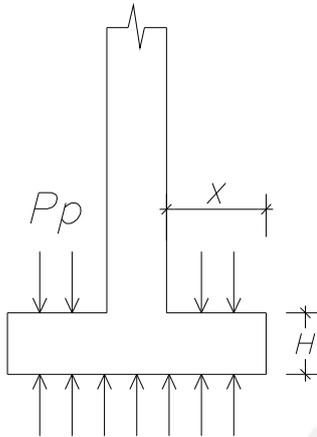
En el caso de una zapata podemos observar que esta (una losa que vuela en dos direcciones) va hasta la columna en dos direcciones y por consiguiente se genera un efecto de cortante en dos direcciones alrededor del perímetro de la columna.

Experimentos realizados en laboratorio nos enseñan que así como la falla por cortante aparece a una distancia "d" de la cara, la falla por punzonamiento aparece a una distancia "d/2" de la cara de la columna.



**Diseño por flexión**

Se emplean las ecuaciones de flexión ya vistas en el caso de vigas y losas, aunque el caso de los volados se puede emplear la siguiente expresión para cada dirección:



El momento por unidad de ancho será:  
 $M_u = (s_u - P_p) X^2 / 2$   
 $M_u = 0.90 A_s \times f_y (d - A_s \times f_y / 2 \times 0.85 f'_c \times b)$   
 Donde  $d = h - 10$   
 de donde obtenemos  $A_s$

### 8.4 Ejemplos de Diseño

Mostraremos el procedimiento que se siguió para diseñar los diferentes tipos de zapatas, aisladas, combinadas y conectadas, mostrando un ejemplo de cada una.

#### Zapata aislada

Para la zapata de la columna del eje D-4 de dimensiones (.30 x 1.20) tenemos:

	P (ton)	Mxx (tonxm)	Myy (tonxm)
Carga Muerta	236.20	0.00	8.00
Carga Viva	42.20	0.00	1.50
Sismo	22.10	2.50	58.10

- **Predimensionamiento**

El predimensionamiento se realiza con las cargas de servicio sin considerar sismo, pero afectando la resistencia del terreno 40 ton/m<sup>2</sup> por 0.85 y considerando el peso propio de la zapata además de la tierra sobre esta como un 10% de la carga total.

$$A = 1.1 \times (236.2 + 42.2) / (0.85 \times 40) = 9.00 \text{ m}^2$$

$$L - B = 1.20 - 0.30 = 0.90 \text{ m.}$$

Entonces se obtiene una zapata de  $B = 2.60 \text{ m.}$  x  $L = 3.50 \text{ m.}$

Asumiremos inicialmente que la altura de la zapata es 0.60 m.

- **Verificación de esfuerzos en el terreno**

Para estas verificaciones se debe tener en cuenta que  $s_t = 40 \text{ ton/m}^2$  sin sismo y que para el caso de sismo este esfuerzo se ve afectado por un factor de incremento que es igual al cociente entre el FS sin sismo = 3 y el FS con sismo = 2.5. Entonces se tiene un  $s_{\text{sis}} = 3/2.5 \times 40 = 48 \text{ ton/m}^2$ .

Sin sismo Dirección YY:

$$P = (236.2 + 42.2) \times 1.1 = 306.2 \text{ ton.}$$

$$M = 8.0 + 1.5 = 9.5 \text{ tonxm.}$$

$$e = 9.5 / (306.2) = 0.031 \text{ m.}$$

$$s = 306.2 / (2.60 \times (3.50 - 2 \times 0.031)) = 34.3 \text{ ton/m}^2$$

Con sismo Dirección YY:

$$P = (236.2 + 42.2) + 22.1 = 328.3 \text{ ton.}$$

$$M = 8.0 + 1.5 + 58.1 = 67.6 \text{ ton.}$$

$$e = 67.6 / 328.3 = 0.21 \text{ m.}$$

$$s = 328.3 / (2.60 \times (3.50 - 2 \times 0.21)) = 41 \text{ ton/m}^2$$

Con sismo Dirección YY + Momento de gravedad XX:

$$P = (236.2 + 42.2) + 22.1 = 328.3 \text{ ton.}$$

$$M = 8.0 + 1.5 + 58.1 = 67.6 \text{ ton.}$$

$$e_x = 2.5 / 328.3 = 0.01 \text{ m.}$$

$$e_y = 67.6 / 328.3 = 0.21 \text{ m.}$$

$$s = 328.3 / ((2.60 - 2 \times 0.01) \times (3.50 - 2 \times 0.21)) = 42 \text{ ton/m}^2$$

Hallando el esfuerzo último para los mayores valores obtenidos en la verificación se tiene:

$$\text{Esfuerzo último sin sismo} = 1.55 \times 34.3 = 54 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzo último con sismo =  $1.25 \times 42 = 52.5 \text{ ton/m}^2$

Para hallar el esfuerzo último sin sismo se debería utilizar la combinación 1.4CM + 1.7CV, pero para abreviar los cálculos asumimos un factor equivalente de 1.55.

Tomando el mayor valor en estos casos se tiene que el esfuerzo último de diseño es  $s_u = 54 \text{ ton/m}^2$ .

- **Verificación por punzonamiento:**

El efecto por punzonamiento se produce a  $d/2 = 0.50 / 2 = 0.25 \text{ m}$ . de cada cara.

Entonces  $L_o = 2 (Z_1 + Z_2)$  y  $A_o = Z_1 \times Z_2$ , donde  $Z_1 = 0.30 + 0.50 = 0.80 \text{ m}$ . y  $Z_2 = 1.20 + 0.50 = 1.70 \text{ m}$ .

$$L_o = 2 \times (0.80 + 1.70) = 500 \text{ cm.}$$

$$A_o = 0.80 \times 1.70 = 1.36 \text{ m}^2$$

$$V_u = 54 \times (2.60 \times 3.50 - 1.36) = 418 \text{ ton.}$$

$$FV_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 500 \times 50 = 326.4 \text{ ton. (No pasa)}$$

Subimos la altura  $h$  de la zapata a  $h = 0.80 \text{ m}$ .  $d = 0.70 \text{ m}$ .

$$L_o = 2 \times (1.0 + 1.90) = 580 \text{ cm.}$$

$$A_o = 1.0 \times 1.90 = 1.90 \text{ m}^2$$

$$V_u = 54 \times (2.60 \times 3.50 - 1.90) = 389 \text{ ton.}$$

$$FV_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 580 \times 70 = 530 \text{ ton.}$$

$$V_u < FV_c \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

- **Verificación por corte:**

Con un volado de  $(3.50 - 1.20) / 2 = 1.15 \text{ m}$ ., valor que es el mismo en la otra dirección, la fuerza cortante se producirá a una distancia  $d = 0.70 \text{ m}$ . de la cara. La

cortante última se halla a partir del esfuerzo último determinado anteriormente. En este caso lo hallamos por metro de ancho.

$$V_u = 54 \times (1.15 - 0.70) = 24.3 \text{ ton.}$$

$$FV_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 70 = 45.7 \text{ ton.}$$

$$V_u < FV_c \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

- **Diseño por flexión:**

La flexión para el volado  $x = 1.15$  m. por metro de ancho tenemos:

$$M_u = 54 \times 1.15^2 / 2 = 35.7 \text{ tonxm.}$$

$$K_u = 7.3, \quad r = 0.0019, \quad A_s = 13.42 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

Colocamos varillas de 3/4" espaciadas cada 20 cm equivalente a 14.25 cm<sup>2</sup>.

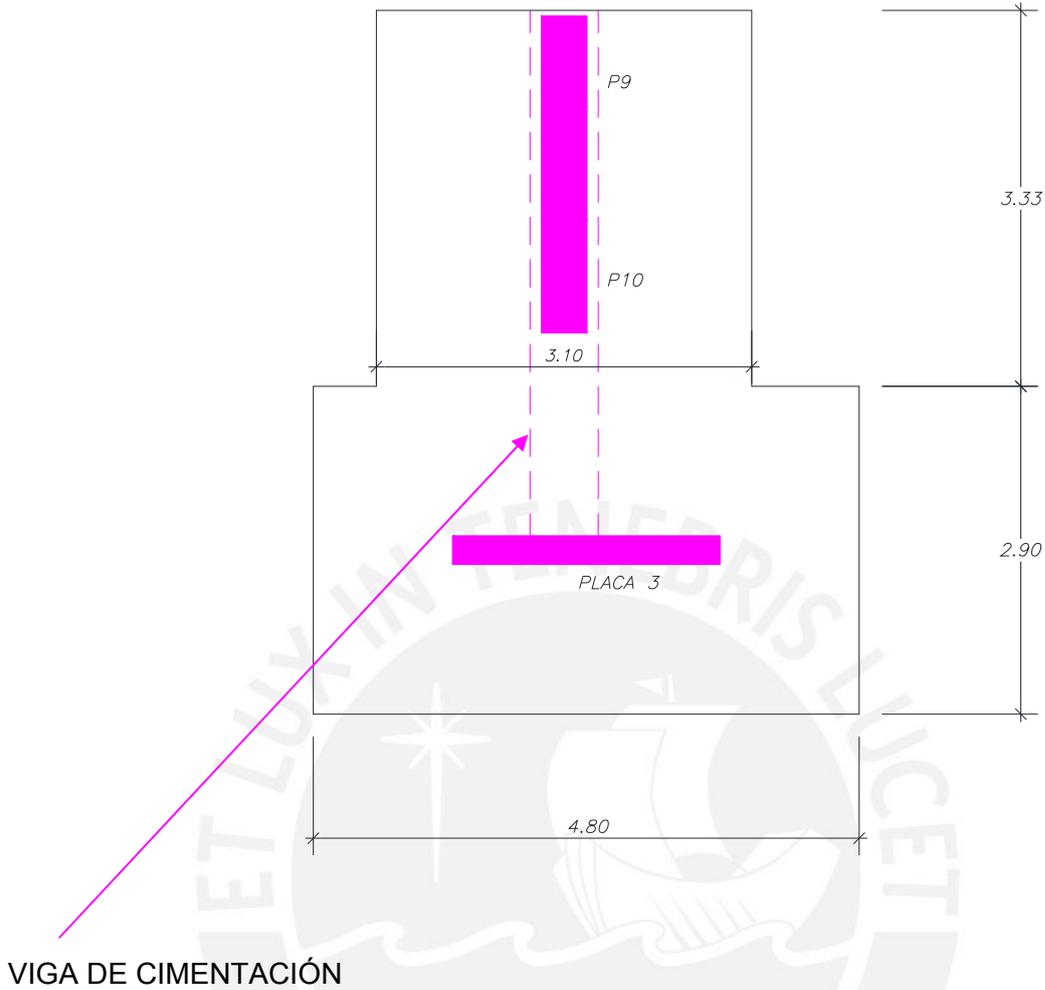
### **Zapata combinada**

Esta zapata es el resultado de varios tanteos donde se llega a la conclusión que las supuestas zapatas aisladas se juntan, formando finalmente el área mostrada en el dibujo. Esta zapata recibe las cargas columnas C9 y C10 y de la Placa 3.

Dado que esta es una zapata excéntrica (adyacente al límite de propiedad) se considerará en la verificación de esfuerzos en el terreno el efecto de la no coincidencia del centro de cargas de gravedad con el centroide de la zapata.

- **Dimensionamiento:**

Después de algunos tanteos, se obtiene la siguiente zapata combinada:



Carga de columnas C9, C10 y Placa 3 para la zapata combinada:

C9+C10

	P (ton)	Mxx (tonxm)	Myy (tonxm)
Carga Muerta	68.00	-	-
Carga Viva	12.00	-	-
Sismo	±199	-	257.20

Placa 3

	P (ton)	Mxx (tonxm)	Myy (tonxm)
Carga Muerta	131.80	-	-
Carga Viva	23.30	-	-
Sismo	±199	137.20	10.70

- **Verificación de esfuerzos:**

Para realizar las verificaciones de esfuerzos respectivos, se halla el centro de gravedad y el centro de carga, tomando como punto de referencia el borde inferior de la placa 3. Tenemos:

$$y_{cg} = 1.48 \text{ m.}$$

$$y_{cc} = 1.285 \text{ m.}$$

$$\text{Entonces: } e_y = 1.48 - 1.285 = 0.195 \text{ m.}$$

Área zapata: 25.01 m<sup>2</sup> (Se está considerando la zapata de h=0.90 a una profundidad de 2.10 m. respecto del piso.)

$$P_{zap} = 2.40 \times 0.90 \times 25.01 = 54.02 \text{ ton.}$$

$$P_{tierra} = 1.80 \times 1.20 \times 25.01 = 54.02 \text{ ton}$$

$$\text{Total zapata + tierra} = 54.02 + 54.02 = 108 \text{ ton.}$$

Primero se verificará para el caso de sismo en YY con el axial de sismo para arriba para la Placa 3 y el axial de sismo para abajo para las columnas C9 y C10.

$$M = (257.2 + 10.7) / 1.25 + (199 \times 3.42) / 1.25 + (235 \times 0.195) = 804.6 \text{ tonxm.}$$

M = Momentos de sismo + par debido a tracción y compresión por sismo + Cargas de gravedad por excentricidad en el dirección vertical ( $e_y$ ).

(Los momentos de sismo y los axiales de sismo están siendo divididos entre 1.25 para pasarlos de rotura a cargas de servicio.)

$$P_{total} = 235 + 108 = 343 \text{ ton.}$$

$$e = 804.6 / 343 = 2.35 \text{ m.}$$

$$s = 343 / (4.80 \times (6.23 - 2 \times 2.35)) = 46.7 \text{ ton/m}^2 < 48 \text{ ton/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Luego se verifica para el caso de sismo en YY con el axial de sismo para abajo para la Placa 3 y el axial de sismo para arriba para las columnas C9 y C10.

$$M = (257.2 + 10.7) / 1.25 + (199 \times 3.42) / 1.25 - (235 \times 0.195) = 713 \text{ tonxm.}$$

$M$  = Momentos de sismo + par debido a tracción y compresión por sismo - Cargas de gravedad por excentricidad en el dirección vertical ( $e_y$ ).

$$e = 713 / 343 = 2.08 \text{ m.}$$

$$s = 343 / ( 3.30 \times ( 6.23 - 2 \times 2.08 )) = 48 \text{ ton/m}^2 = 48 \text{ ton/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Hallando el esfuerzo último se obtiene  $s_u = 48 \times 1.25 = 60 \text{ ton/m}^2$ .

- **Verificación por corte:**

El mayor volado que se tiene en esta zapata es de 1.35 m. por lo que la falla por corte se producirá a " $d$ " = 0.80 m. de la cara. El valor de la fuerza cortante última por metro de ancho es:

$$V_u = 60 \times (1.35 - 0.80) = 33.0 \text{ ton.}$$

$$FV_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 80 = 52.2 \text{ ton.}$$

$$V_u < FV_c \rightarrow \text{OK}$$

- **Diseño por flexión**

En flexión, para el volado  $x = 1.35 \text{ m.}$  y por metro de ancho tenemos:

$$M_u = 60 \times 1.35^2 / 2 = 54.7 \text{ tonxm.} \quad B=100 \text{ d}=80$$

$$K_u = 8.55, \quad r = 0.0023, \quad A_s = 18.60 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

Colocamos varillas de 3/4" espaciadas cada 15 cm equivalentes a 19 cm<sup>2</sup>.

Además se diseña la viga de cimentación que une las columnas C9 y C10 con la Placa 3.

Esta viga soporta un momento flector  $M_u$  de 275 tonxm.

Tenemos  $B=60 \text{ d}=180 \text{ } K_u = 14.1, \quad r = 0.0039, \quad A_s = 42.5 \text{ cm}^2$ .

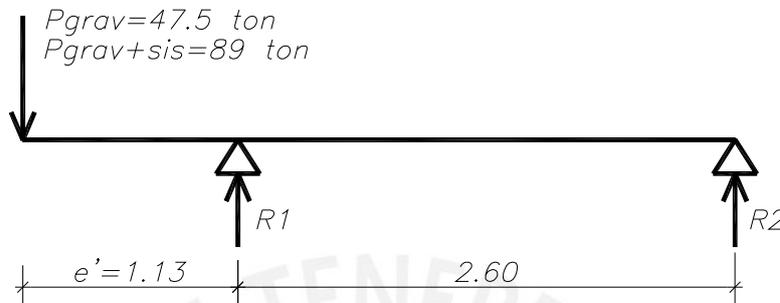
Colocaremos 9 varillas de 1" en cada cara de la viga (sup. e inf.).

### **Zapata conectada**

La zapata excéntrica de la columna del eje B-1 (C6) está conectada por una viga de cimentación con la zapata de las columnas C4 y C5. Debido a la excentricidad de esta zapata se genera un momento en la dirección perpendicular al eje 1 y que debe ser asumido por la viga de cimentación. Esta viga de cimentación no es paralela a la

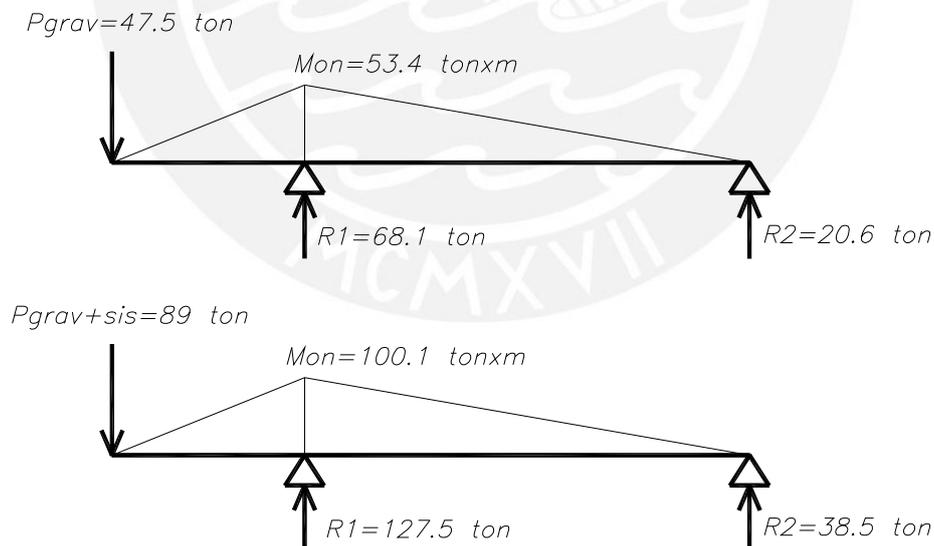
dirección del momento, por lo que deberá diseñarse de tal manera que su proyección en la dirección del momento sea capaz de tomar este enteramente.

Se presenta a continuación el siguiente modelo simplificado de la viga de cimentación:



Donde  $e'$  es la distancia entre el centroide de la zapata y el centroide de la columna a lo largo de la dirección perpendicular del eje 1 dividida entre el coseno de  $30^\circ$ , que es el ángulo entre la viga de cimentación y la dirección del momento excéntrico.

Resolviendo el sistema para ambos estados de cargas  $P_{grav}$  y  $P_{grav+sis}$  obtenemos las siguientes reacciones y momentos en la viga:



Para el diseño de la zapata de la columna B-1 se usará la reacción  $R1$  y para el diseño de la zapata combinada de las columnas C4 y C5 se incluirá la reacción  $R2$  en las verificaciones de esta zapata.

- **Diseño zapata columna B-1**

Tenemos las siguientes cargas:

$$\begin{aligned} R1 \text{ grav} &= 68.1 \text{ ton} & M_{cm} &= 5.0 \text{ tonxm} \\ R1 \text{ grav+sis} &= 127.5 & M_{cv} &= 1.0 \text{ tonxm} \\ & & M_{sis} &= 4.0 \text{ tonxm} \end{aligned}$$

### **Predimensionamiento:**

$$A = 1.1 \times 127.5 / (0.90 \times 48) = 3.25 \text{ m}^2$$

$$\text{Zapata de } 1.15 \times 2.90 = 3.34 \text{ m}^2$$

### **Verificación de esfuerzos en el terreno:**

Para estas verificaciones se tendrá en cuenta que  $\sigma_t = 40 \text{ ton/m}^2$  sin sismo y que para el caso de sismo este esfuerzo se ve afectado por un factor de incremento que es igual al cociente entre el FS sin sismo = 3 y el FS con sismo = 2.5. Entonces se tiene un  $\sigma_{tsis} = 3/2.5 \times 40 = 48 \text{ ton/m}^2$ .

Verificaremos el caso de sismo al ser este el más crítico:

$$P = 127.5 \times 1.1 = 140.3 \text{ ton.}$$

$$M = 10 \text{ tonxm.}$$

$$e = 10 / 140.3 = 0.07 \text{ m.}$$

$$\sigma_s = 140 / (1.15 \times (2.90 - 2 \times 0.07)) = 44.1 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Esfuerzo último con sismo} = 1.25 \times 44.1 = 55.1 \text{ ton/m}^2$$

### **Verificación por punzonamiento:**

$$\text{Asumimos } H = 0.80 \text{ m.}$$

El efecto por punzonamiento se produce a  $d/2 = 0.70 / 2 = 0.35 \text{ m}$ . de cada cara.

Entonces:

$$L_o = 2 \times 0.65 + 1.30 = 2.60 \text{ m.}$$

$$A_o = .65 \times 1.30 = .845 \text{ m}^2$$

$$V_u = 55.1 \times (1.15 \times 2.90 - 0.845) = 137.2 \text{ ton.}$$

$$FV_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 260 \times 70 = 238 \text{ ton.}$$

$$V_u < FV_c \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

### Verificación por corte:

Con un volado de  $(2.90 - .60)/2 = 1.15 \text{ m.}$ , la fuerza cortante se producirá a una distancia  $d = 0.70 \text{ m.}$  de la cara. La cortante última se halla a partir del esfuerzo último determinado anteriormente. En este caso lo hallamos por metro de ancho.

$$V_u = 55.1 \times (1.15 - 0.70) = 24.8 \text{ ton.}$$

$$FV_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 70 = 45.7 \text{ ton.}$$

$$V_u < FV_c \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

### Diseño por flexión:

Consideraremos un volado de  $1.50 \text{ m.}$  que es la distancia promedio del borde superior de la zapata a la viga de cimentación.

$$X = 1.50 \text{ m.}$$

$$M_u = 55.1 \times 1.50^2 / 2 = 62.0 \text{ tonxm.}$$

$$B=100 \text{ d} = 70 \text{ Ku} = 12.6, \quad r = 0.0035, \quad A_s = 24.4 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

Colocamos varillas de 1" espaciadas cada 20 cm equivalente a  $25.35 \text{ cm}^2$ .

- **Diseño Viga de cimentación:**

$$\text{Tenemos un momento } M_u = 100.1 \times 1.25 = 125.1 \text{ tonxm}$$

$$B=30 \text{ d} = 110 \text{ Ku} = 34.5, \quad r = 0.0104, \quad A_s = 34.3 \text{ cm}^2 \text{ (7 varillas de 1")}$$

Verificamos la fuerza cortante:

$$V_u = 125.1 / 2.60 = 48.1 \text{ ton.}$$

$$FV_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 114 = 22.3 \text{ ton.}$$

$$V_s = (V_u - FV_c) / 0.85 = 30.4 \text{ ton.}$$

$S = 1.42 \times 4200 \times 114 / 30400 = 22 \text{ cm.}$

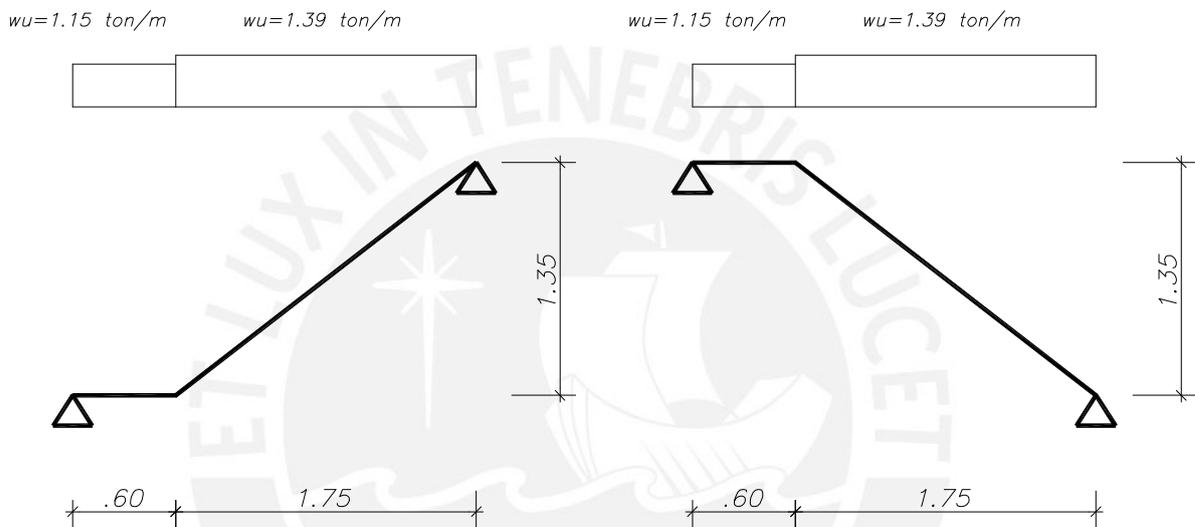
(Consideraremos para el diseño cada 20 cm)



## 9. DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS

### 9.1 Diseño de escalera

Para el diseño de la escalera se considerarán solo cargas de gravedad. Si bien la escalera es continua y tiene dos tramos por piso se analizará un tramo ya que el resto son similares. Se tiene el siguiente caso donde se indica las dimensiones y cargas de la escalera. Para el descanso se considera un espesor de losa de 20 cm. y para la garganta 15 cm:



Para el extremo izquierdo se considera que la escalera se apoya al medio del descanso y en el extremo derecho consideramos que se apoya apenas termina el quiebre donde se coloca una viga “chata”.

Resolviendo la viga de la escalera obtenemos un momento negativo de 0.51 tonxm en el quiebre y un momento positivo de 0.42 tonxm en el medio de la luz del tramo inclinado.

$$M_u(-) = 0.51 \text{ tonxm}$$

$$B = 100 \quad d = 15 - 4 = 11 \quad K_u = 4.21 \quad r = 0.0011, \quad A_s = 1.24 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Colocaremos un refuerzo de 3/8”@.20 superior e inferior para coincidir con el espaciamiento del refuerzo de las losas de entrepiso y así tener un diseño ordenado.

Para el diseño de la viga “chata” del apoyo de la escalera tomamos la reacción vertical obtenida de 4.27 ton/m.

Tenemos para esta viga “chata” un  $M_u(-) = 2.14 \text{ tonxm}$

$B = 40 \text{ d} = 20 - 4 = 16 \text{ Ku} = 20.9 \text{ r} = 0.0059, A_s = 3.81 \text{ cm}^2$  (3 varillas 1/2”)

## 9.2 Diseño de la tabiquería:

La tabiquería se considera como un elemento no estructural por lo que sus componentes deberán ser diseñados siguiendo los criterios indicados en el Capítulo 6 de la Norma Sismorresistente E.030.

Las cargas críticas que recibe la tabiquería son debidas a sismo y estas son perpendiculares a su plano. Dicha fuerza se calcula de la siguiente manera:

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

El valor de  $C1$  se toma de la tabla 9 del artículo 23 del capítulo 6 de la Norma E.030 (Sismorresistente). Cabe aclarar que la expresión antes presentada nos da un valor que está en rotura o carga última, por lo que se usará para el diseño de elementos de concreto armado tales como columnetas y soleras. Para el diseño de la albañilería específicamente usaremos las expresiones 9.1.6 y 9.1.7 de la Norma E.070 (Albañilería) que son expresiones que arrojan valores en servicio.

$$w = 0.8 \times Z \times U \times C1 \times P \quad (9.1.6)$$

$$M_s = m \times w \times a^2 \quad (9.1.7)$$

Donde:

$w$ : carga sísmica por metro cuadrado de muro en  $\text{kg/cm}^2$ .

$M_s$  = Momento flector distribuido por unidad de longitud en  $\text{kgxm/m}$ .

$m$  : coeficiente de momento (adimensional) en la Tabla 12 de la Norma E.070.

$a$  : dimensión crítica del paño de albañilería, en metros.

Los diferentes posibles valores de  $C1$  se muestran a continuación

Parapetos:  $C1 = 1.30$

Tabiques interiores:  $C1 = 0.90$

Cercos:  $C1 = 0.60$

Los parámetros sísmicos Z y U son 0.40 y 1.0 respectivamente.

### Diseño de la tabiquería interior

Inicialmente consideraremos tabiques de arcilla de soga con columnetas de arriostre de 30x14 cm cada 2.80m a ejes de estas. Verificaremos el espaciamiento de las columnetas de arriostre mediante las expresiones (9.1.6) y (9.1.7) y considerando un esfuerzo admisible de tracción por flexión ( $f_t'$ ) de la albañilería confinada de 1.50 kg/cm<sup>2</sup> tal como se indica en la Norma de Albañilería.

Utilizando las expresiones (9.1.6) y (9.1.7) y considerando un peso de los tabiques de 250 kg/m<sup>2</sup>, un factor C1 de 0.9 para tabiques interiores y usando la Tabla 12 caso 2 (Muro con tres bordes arriostrados) obtenemos los siguientes valores:

$$w = 72 \text{ kg/m}^2$$

$$M_s = 50.5 \text{ kgxm/m} = 5050 \text{ kgxcm/m}$$

El momento de inercia de un muro de 14 cm de espesor por metro de ancho es  $I = 22866.7 \text{ cm}^2$  por lo que el esfuerzo en tracción actuante en la albañilería es de 1.50 kg/cm<sup>2</sup>, con lo que podemos considerar el espaciamiento entre columnetas de amarre para tabiquería de 2.80m. adecuado.

Para el diseño de las columnetas de amarre se usará la expresión que nos brinda la fracción del peso del tabique que se usará como fuerza horizontal.

$$V = 0.36P$$

El peso a usarse del tabique será de 250 kg/m<sup>2</sup>

Se considerarán las columnetas fijadas superior e inferiormente.

$$W_{\text{columneta}} = 0.36 \times 250 \times 2.8 = 252 \text{ kg/ml.}$$

$$M_u = 252 \times 2.50^2 / 8 = 197 \text{ kgxm}$$

$$B = 30 \quad d = 14 - 3 = 11 \quad K_u = 5.5 \quad r = 0.0015, \quad A_s = 0.48 \text{ cm}^2 \quad (2 \text{ varillas de } 3/8'' \text{ equivalentes a } 1.42 \text{ cm}^2)$$

Se considerarán columnetas de 30x14 con 4 varillas de 3/8" y estribos de 1/4"

1@5, 5@10, Rto@25.

### Diseño de parapetos

$$V = 0.52P$$

Consideraremos parapetos de concreto armado de 10 cm de espesor.

$$W_{\text{parapeto}} = 0.52 \times 2400 \times 0.10 = 125 \text{ kg/m.}$$

$$M_u = 125 \times 0.65^2 / 2 = 26 \text{ kgxm}$$

$B = 100$   $d = 5$   $K_u = 1.0$   $r = 0.0003$ ,  $A_s = 0.13 \text{ cm}^2$  (colocaremos varillas 3/8" @25 verticalmente y 3/8" @30 horizontalmente).

### Diseño de cercos perimétricos

$$V = 0.24P$$

Consideraremos para los cercos muros con ladrillo de arcilla de soga con columnetas de arriostre de 30x14 cm cada 3.0m a ejes de estas y con una solera superior de 14x20.

El peso a usarse para el muro de cerco será de 250 kg/m<sup>2</sup>

Se considerarán las columnetas fijadas inferiormente, trabajando en voladizo. La altura del cerco será de 2.80 m.

$$W_{\text{columneta}} = 0.24 \times 250 \times 3.0 = 180 \text{ kg/ml.}$$

$$M_u = 180 \times 2.80^2 \times 0.667 = 941 \text{ kgxm}$$

$B = 30$   $d = 14 - 3 = 11$   $K_u = 7.8$   $r = 0.0021$ ,  $A_s = 2.32 \text{ cm}^2$  (2 varillas de 1/2" equivalentes a 2.58 cm<sup>2</sup>)

Se considerarán columnetas de 30x14 con 4 varillas de 1/2" y estribos de 1/4" 1@5, 5@10, Rto@25.

### 9.3 Diseño de la cisterna

### Diseño del techo cisterna

Consideraremos que la losa de techo de cisterna es una losa maciza de  $h=20$  cm. (3.75 m. x 6.10 m.) que trabaja en dos direcciones con tres bordes simplemente apoyados y uno continuo. El borde continuo es el borde largo (6.10 m.).

#### Metrado:

CM:

$$P_p: 2400 \times 0.20 = 480$$

$$P_t \quad 100 \quad = 100$$

$$\text{Total:} \quad = 580$$

CV:

$$S/c: 250 \quad = 250$$

$$W_u = 580 \times 1.4 + 250 \times 1.7 = 1.24 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{ucm} = 580 \times 1.4 = 0.812 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{ucv} = 250 \times 1.7 = 0.425 \text{ ton/m}^2$$

Para obtener los momentos en la losa usaremos las tablas para losas en dos direcciones de la Norma E.060.

$$m = 3.75 / 6.10 = 0.61$$

Consideramos el caso 6 (3 bordes libres y un lado largo continuo).

Momento negativo:

$$C_a = 0.095$$

$$M_{u(-)} = 0.095 \times 1.24 \times 3.75^2 = 1.66 \text{ tonxm}$$

$$B = 100 \quad d = 20 - 4 = 16 \quad K_u = 6.5 \quad r = 0.0018, \quad A_s = 2.80 \text{ cm}^2 \text{ (colocaremos varillas } 3/8'' @ 20).$$

Momento positivo:

$$C_a \text{ cm} = 0.056$$

$$C_a \text{ cv} = 0.068$$

$$M_{ua(+)} = (0.056 \times 0.812 + 0.068 \times 0.425) \times 3.75^2 = 1.05 \text{ tonxm}$$

$B = 100$   $d = 20 - 4 = 16$   $K_u = 4.10$   $r = 0.0011$ ,  $A_s = 1.76 \text{ cm}^2$  (colocaremos varillas  $3/8''@20$ ).

$$C_b \text{ cm} = 0.006$$

$$C_b \text{ cv} = 0.008$$

$$M_{ub(+)} = (0.006 \times 0.812 + 0.008 \times 0.425) \times 6.10^2 = 0.31 \text{ tonxm}$$

$B = 100$   $d = 20 - 4 = 16$   $K_u = 1.21$   $r = 0.0003$ ,  $A_s = 0.51 \text{ cm}^2$  (colocaremos varillas  $3/8''@20$ ).

### Diseño las paredes de la cisterna

Se considerará la presión lateral por empuje del terreno que actúa sobre las paredes de  $h = 25 \text{ cm}$ .

Para el cálculo consideraremos los siguientes valores como características del terreno.

$$K_o = 0.50 \quad (\text{coeficiente de empuje de suelos en reposo})$$

$$g = 1900 \text{ kg/m}^3 \quad (\text{densidad del suelo})$$

$$q_u = g \times K_o \times h \times 1.7 \text{ (CV)} \times 1.3 \text{ (elementos en contacto con agua)} = 1900 \times 0.50 \times 1.0 \times 1.7 = 2.10 \text{ ton/m}^2$$

$$M_u = 2.10 \times 1.70^2 / 8 = 0.76$$

$$B = 100 \quad d = 25 - 6 = 19 \quad K_u = 2.10 \quad r = 0.0006, \quad A_s = 1.07 \text{ cm}^2$$

$A_s \text{ min} = 0.0030 \times 100 \times 25 = 7.5 \text{ cm}^2/\text{m}$ . (cuantía recomendada para elementos en contacto con el agua)

Colocaremos doble malla de  $3/8''@.20$ .

### Diseño del piso de la cisterna

Losa  $h=15$  cm. apoyada sobre el terreno.

En este caso colocaremos acero mínimo  $A_s = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

Se usará una malla de  $3/8'' @ .25$ .



## COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

- Los criterios generales recibidos y la experiencia que he obtenido a lo largo de mi carrera me permitieron diseñar una estructura capaz de comportarse de manera adecuada frente a solicitaciones de cargas de gravedad y cargas de sismo.
- La estructura diseñada ha satisfecho los requerimientos del Reglamento Nacional de Construcciones.
- Debido a que el edificio es un edificio que se ubica en un terreno en esquina y además el terreno tiene una forma irregular en planta, la estructuración que se tuvo no ha sido simétrica, por lo que se generaba una importante torsión en planta. Para contrarrestar un posible comportamiento negativo de la estructura del edificio frente a un sismo se ha hecho la estructura lo más rígida posible y se han probado 3 diferentes configuraciones de estructuración para controlar en lo posible la torsión y tener desplazamientos laterales aceptables. Finalmente se han cumplido los requerimientos de rigidez solicitados por la Norma Peruana con cierta holgura y se ha controlado la torsión del edificio. Se ha obtenido como deriva máxima el valor de 0.0049 cuando el máximo permitido es de 0.007 y se ha reducido la torsión a niveles moderados.
- En los elementos sometidos a flexión y corte (vigas), y a flexo-compresión y cortante (columnas y placas), se busco dar mas capacidad por cortante, para evitar una falla por corte, que es una falla frágil mientras que la falla por flexión es una falla dúctil.
- Para el diseño de la cimentación se consideraron las indicaciones de la Norma E.050. Cabe indicar que al ser este un edificio sin sótanos, para el diseño de las zapatas de los diferentes elementos (columnas y placas) se tuvieron momentos flectores importantes debido a sismo, por lo que las combinaciones que incluían el sismo fueron las críticas. Se obtuvieron zapatas mucho más grandes que las se hubieran obtenido solo por cargas de gravedad. En muchos casos fue necesario agrandar las zapatas para que la carga excéntrica debido a los momentos de sismo de las placas o columnas se ubique dentro del área de las zapatas. El caso más complicado fue el de la zapata de las columnas

C9, C10 y Placa 3, ya que la zapata soportaba momentos y cargas axiales importantes que generaban una gran excentricidad y no solo fue necesario agrandarla al máximo, sino profundizarla para obtener un mayor peso de la tierra sobre esta y poder reducir la excentricidad.



## BIBLIOGRAFIA

- Reglamento Nacional de Construcciones  
NTE E.020 Cargas.  
NTE E.050 Suelos y Cimentaciones.  
NTE E.030 Diseño Sismorresistente.  
NTE E.060 Concreto Armado.
- Bares, Richard. *Tablas para el cálculo de placas y vigas pared*. Editorial Gustavo Gill. 1970.
- Beer and Johnston Jr. *Mecánica de Materiales*. Mc Graw Hill. 1994.
- Blanco Blasco, Antonio. *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Colegio de Ingenieros del Perú. 1995.
- Blanco Blasco, Antonio. *Diseño y construcción de cimentaciones*. Colegio de Ingenieros del Perú. 1997.
- Harmsen, Teodoro E. *Diseño de estructuras de concreto armado*. Fondo editorial PUCP. 2000.
- Muñoz Peláez, Alejandro. *Ingeniería Sismorresistente*. Fondo editorial PUCP. 1999.
- Ottazzi Pasino, Gianfranco. *Apuntes del curso Concreto Armado 1*. Facultad de Ciencias e Ingeniería, Departamento de Ingeniería, Sección Ingeniería Civil, PUCP. 2005.
- San Bartolomé, Ángel. *Análisis de Edificios*. Fondo editorial PUCP. 1998.
- San Bartolomé, Ángel. *Construcciones de Albañilería, Comportamiento sísmico y diseño estructural*. Fondo editorial PUCP. 1998.