

# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

## FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA  
**UNIVERSIDAD  
CATÓLICA**  
DEL PERÚ

### DISEÑO DE UN EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS DE SEIS PISOS EN SURCO

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

**VICTOR ALVARO FARFAN CARNEIRO**

**ASESOR: Gianfranco Ottazzi Pasino**

Lima, Enero del 2011

## RESUMEN DE TESIS

En el presente trabajo se realizó el análisis estructural y el diseño en concreto armado de un edificio de departamentos de seis pisos, ubicado en el distrito de Surco, departamento de Lima. Los departamentos ocupan un piso completo y tienen un área de 128 m<sup>2</sup> dando un área total construida de 823 m<sup>2</sup> incluyendo áreas comunes como son las escaleras, corredores y ascensor.

El edificio se encuentra sobre un terreno constituido por grava medianamente densa con un esfuerzo admisible de 3 kg/cm<sup>2</sup> a una profundidad de 1.50m. El terreno tiene una forma rectangular con un área de 211m<sup>2</sup>, teniendo como frente de fachada una longitud de 10.17m y un fondo de 20.80m.

El trabajo se dividió en cinco partes, la primera consistió en la estructuración y predimensionamiento de la estructura, metrado de cargas y diseño de losas aligeradas. Para el metrado de cargas se tomó en cuenta lo establecido por la Norma de cargas E.020, mientras que para el diseño de las losas lo establecido en la Norma E.060 (1989) de Concreto Armado.

En la segunda parte del trabajo se realizó el análisis sísmico. La estructura se modeló mediante pórticos planos y se utilizaron los criterios establecidos en la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente. Se realizaron análisis dinámicos en traslación pura en las dos direcciones principales del edificio, así como considerando tres grados de libertad por piso. Además se realizó el análisis estático que sirvió de comparación con los dos antes mencionados.

La tercera parte consistió en el diseño de vigas, columnas y muros de corte o placas, considerando lo establecido en la Norma E.060 (1989) de Concreto Armado.

En la cuarta parte se diseñó la cimentación, la cisterna, el cuarto de bombas, las escaleras, el tanque elevado y el cuarto de máquinas. En esta parte se tomaron en cuenta los requerimientos de las Normas E.050 de Suelos y Cimentaciones y E.060 (1989) de Concreto Armado.

En la quinta parte se realizó el metrado del acero y el concreto, para poder obtener las incidencias de estos en cada uno de los elementos estructurales así como en el total del edificio.

## ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	Pág. 1
CAPITULO 1 : ARQUITECTURA DEL EDIFICIO	Pág. 2
CAPITULO 2 : ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	Pág. 4
CAPITULO 3 : PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO	Pág. 12
CAPITULO 4 : METRADO DE CARGAS	Pág. 15
CAPITULO 5 : ANÁLISIS SÍSMICO	Pág. 24
CAPITULO 6 : DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS	Pág. 57
CAPITULO 7 : DISEÑO DE COLUMNAS Y MUROS DE CORTE	Pág. 75
CAPITULO 8 : DISEÑO DE CIMENTACIÓN	Pág. 89
CAPITULO 9 : METRADO DE ACERO Y CONCRETO	Pág. 96
CAPITULO 10 : CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	Pág. 97
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	Pág. 99

## INTRODUCCIÓN

El presente trabajo tiene como objetivo realizar el análisis y diseño de las estructuras en concreto armado de un edificio de seis pisos proyectado para ser usado como viviendas, el cual tiene un área total construida de 823 m<sup>2</sup>. Se encuentra ubicado en la ciudad de Lima sobre un suelo con capacidad portante de 3kg/cm<sup>2</sup>.

A continuación se presenta el orden general de la memoria:

1. Descripción de la arquitectura.
2. Estructuración del edificio y predimensionamiento de los elementos estructurales.
3. Hipótesis y alcances generales del análisis estructural y diseño en concreto armado.
4. Descripción de los análisis para cargas de gravedad y de sismo.
5. Análisis sísmico.
6. Diseño de los diferentes elementos estructurales.
7. Diseño de la cimentación.
8. Metrado de concreto y acero.
9. Conclusiones y comentarios.

La estructura está constituida por vigas, columnas, muros de concreto, losas aligeradas y macizas. La cimentación consiste en zapatas aisladas, conectadas, combinadas y cimientos corridos.

Los muros de corte son los que resisten casi la totalidad de las fuerzas de sismo.

## 1. ARQUITECTURA DEL EDIFICIO

### 1.1. Generalidades

El edificio se encuentra en el distrito de Surco, tiene seis pisos y un departamento por piso de 128 m<sup>2</sup> cada uno.

El terreno tiene forma rectangular con un área de 211m<sup>2</sup>, teniendo como frente de fachada una longitud de 10.17m y un fondo de 20.80m.

El total de área construida es de 823 m<sup>2</sup>.

### 1.2. Distribución de ambientes

En el primer piso se encuentran las áreas comunes como la terraza, el jardín, los estacionamientos, los depósitos, el cuarto de basura, la caseta y los servicios higiénicos para el personal de vigilancia. En la parte posterior se ubica la cisterna y el cuarto de bombas.

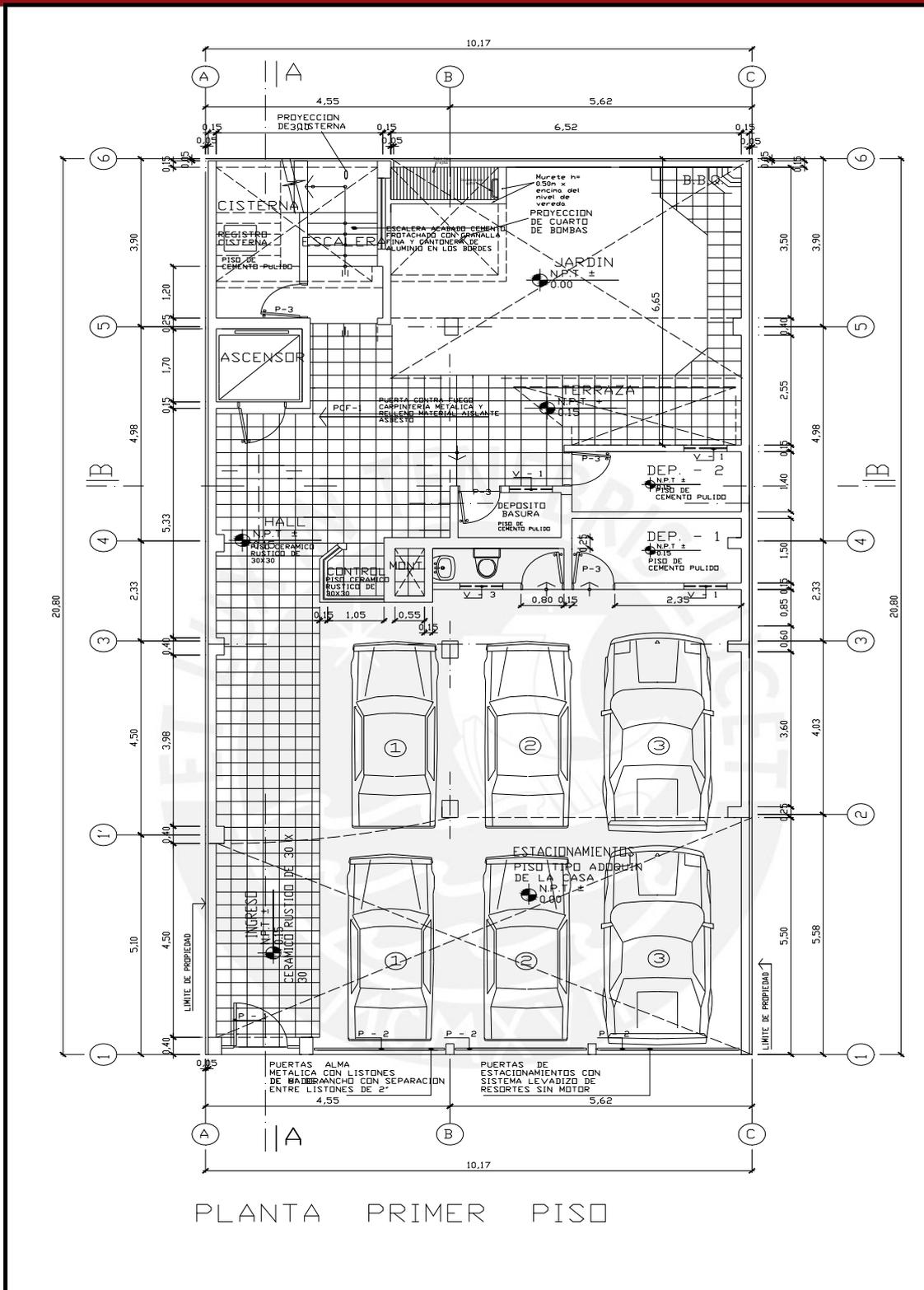
El ingreso se encuentra hacia la parte izquierda de la fachada mientras que los seis estacionamientos se ubican hacia el lado derecho.

Los pisos típicos (2, 3, 4 y 5) tienen una altura de piso a techo de 2.50 m. La distribución arquitectónica es la misma para todos los departamentos: hall, sala comedor, cocina, lavandería, tres dormitorios, tres servicios higiénicos, cuarto y baño de servicio.

La circulación vertical está dada por un ascensor que entrega directo a los departamentos y una escalera de servicio ubicada en la parte posterior.

En la azotea, a la cual se tiene acceso solo por la escalera de servicio se ubica tanque elevado de agua y el cuarto de máquinas del ascensor.

Las figuras 1 y 2 muestran el primer piso y el piso típico.



**FIGURA 1**

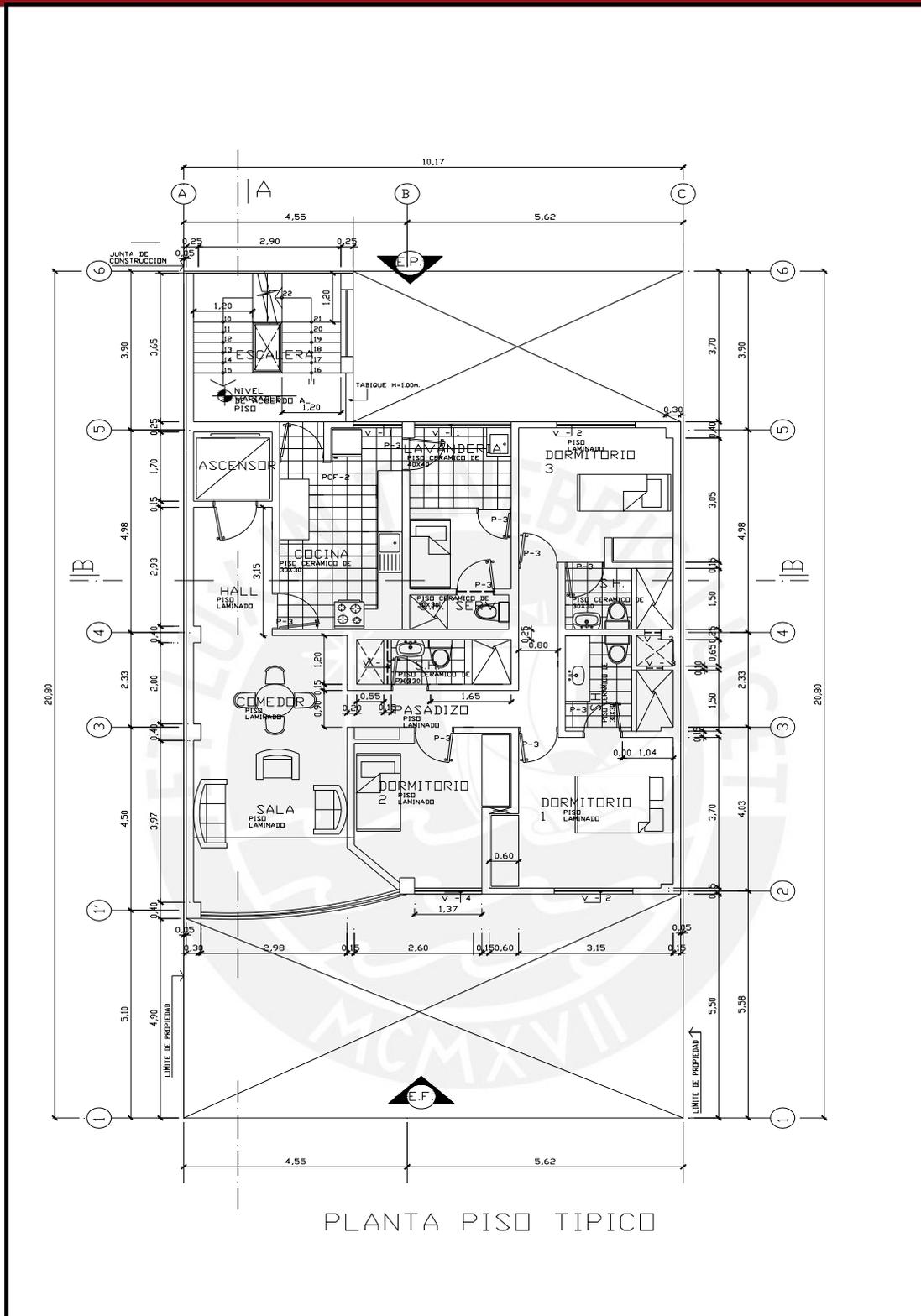


FIGURA 2

## 2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

### 2.1. Criterios de estructuración

El diseño de la estructura ante cargas de gravedad y de sismo debe de garantizar la seguridad de las personas que se encuentran en el interior de la misma, además de permitir el buen desempeño de los elementos no estructurales como tabiques, ventanas, etc. Ante la ocurrencia de un sismo severo se permiten daños estructurales dando tiempo a las personas para que puedan evacuar la edificación. Los criterios que se adoptaron para la estructuración son los siguientes:

- a) **Simplicidad y simetría.** Las estructuras deben de ser lo más simples y simétricas posibles, respetando las distribuciones arquitectónicas. Además se sabe que las estructuras simples se pueden modelar y predecir mejor su comportamiento. Con motivos de estudiar los efectos de la torsión para el presente edificio, se decidió colocar mayor densidad de placas en el eje izquierdo que en el eje derecho, con lo cual no se estaría cumpliendo con el criterio de simetría.
- b) **Resistencia.** Una estructura debe de tener una adecuada resistencia ante cargas de gravedad y sísmicas en las direcciones principales, para poder garantizar su estabilidad.
- c) **Continuidad de las estructura.** En la estructuración del edificio en estudio, fue posible tener todos los elementos verticales tanto vigas como placas continuos en todos los pisos. Con esto se evitan las concentraciones de esfuerzos.
- d) **Diafragma rígido.** La estructura debe de tener losas rígidas de tal manera que se puedan transmitir las fuerzas horizontales de sismo a los elementos resistentes a dichas fuerzas como son los pórticos y muros. De esta manera se logra que cada elemento resistente tome una fuerza proporcional a su rigidez lateral. En el presente edificio se logra esto con la presencia de la losa aligerada.
- e) **Rigidez lateral.** Cuando ocurren los sismos se producen mayores deformaciones en las estructuras flexibles que en las más rígidas, lo cual conlleva a tener mayores daños en el edificio. Es por esta razón que se busca tener una estructura con elementos estructurales suficientes para no tener

deformaciones importantes. Con los muros de corte propuestos para la presente estructura se logra controlar los desplazamientos laterales cumpliendo con los permitidos por la Norma Peruana.

## **2.2. Definición del sistema estructural.**

**Sistema resistente de las cargas de gravedad.** Las cargas de gravedad se transmiten a través de los techos que son losas aligeradas de 20cm. de espesor las cuales se apoyan sobre las vigas que en su mayoría son de sección 25x50cm. Las vigas trasladan las cargas hacia las columnas o núcleos de placas que por último son transferidas al suelo mediante los cimientos corridos y zapatas.

**Sistema sismorresistente.** Se ha dispuesto de muros de corte o placas de 15, 20 y 25 cm. de espesor en las dos direcciones principales, también se cuenta con pórticos formados por vigas que se apoyan en las columnas o en las placas.

Dichos sistemas serán los encargados de resistir las cargas horizontales debidas al sismo. En resumen el sistema se puede describir de la siguiente manera:

En la dirección longitudinal (X-X) todos los elementos verticales mencionados a continuación se encuentran unidos por vigas peraltadas de 25x50cm.

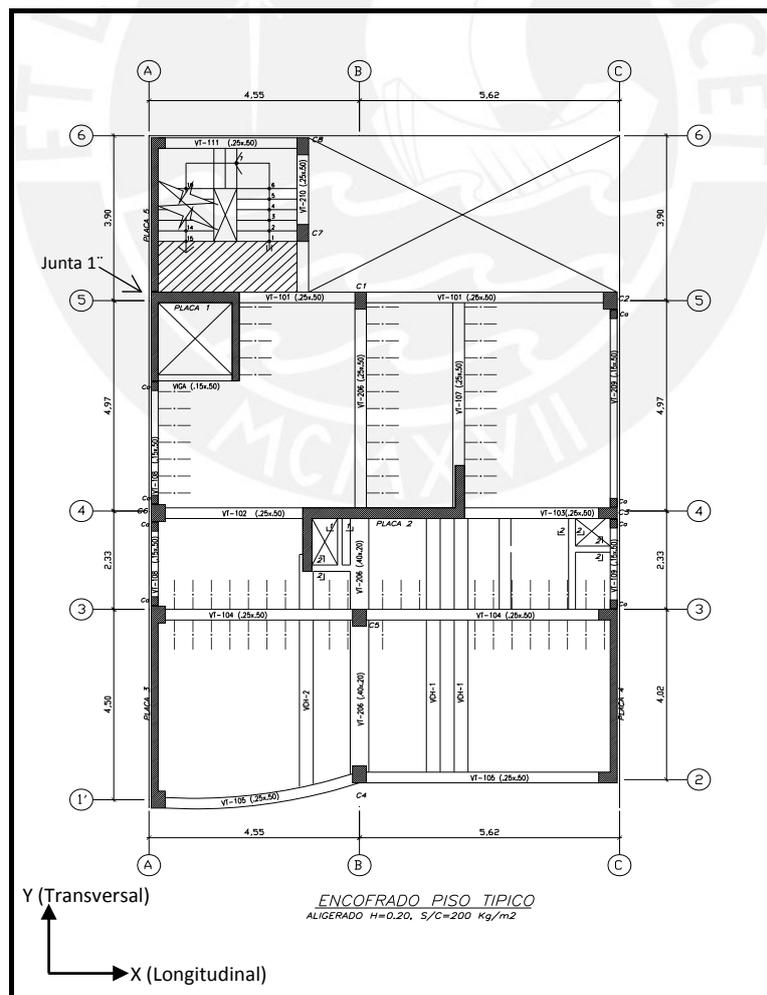
- Ejes 1' y 3: Pórtico de dos tramos, la "cabeza" de la placa 3, una columna y la "cabeza" de la placa 4.
- Eje 4: Pórtico de dos tramos, una columna, la placa 2 y una columna.
- Eje 5: Pórtico de dos tramos, parte de la placa 1 paralela a la dirección X-X y dos columnas.
- Eje 6: Pórtico de un tramo, la "cabeza" de la placa 5 y una columna.

En la dirección transversal (Y-Y):

- Eje A: Pórtico de dos tramos y placa 5, la cual se encuentra trabajando en volado ya que se decidió separarla de la placa del ascensor para disminuir la rigidez lateral en este eje, dichas placas se encuentran separadas 2.5cm. El pórtico está formado por la placa 3, una columna y parte de la placa del ascensor (placa 1) paralela a la dirección transversal (Y-Y). los elementos mencionados del pórtico se encuentran unidos por dos vigas de 15x50cm.

- Entre los ejes A y B se tiene: tramos de la placas 1 y 2 paralelas al eje transversal (Y-Y), las mismas que se encuentran trabajando en volado y un pórtico de un tramo formado por dos columnas unidas por una viga de sección 25x50cm.
- Eje B: Pórtico de tres tramos, tres columnas y parte de la placa 2 que es paralela al eje longitudinal (X-X), de sección 120x25cm. Los dos primeros tramos están unidos por una viga chata de sección 40x20cm y el tercer tramo por una viga de 25x50cm.
- Entre los ejes B y C se tiene un pórtico de un tramo formado por parte de la placa 2 y una viga de sección 25x50cm. la cual se apoya sobre otra viga.
- Eje C: Pórtico de dos tramos, la placa 4 y dos columnas unidas por vigas de 15x50cm.

En la figura 3 se muestra la planta estructural del piso típico.



**FIGURA 3**

### 2.3. Predimensionamiento de elementos estructurales.

**Losa aligerada.** En la planta hay luces entre 1.90 y 4.30m. y tomando en cuenta la recomendación de la referencia 7 se pudo usar peraltes de 17 y 20cm., pero para uniformizar los techos se utilizó 20cm de peralte.

De acuerdo a la norma E.060 Concreto Armado, para no verificar deflexiones con sobrecargas menores a 300 kg/m<sup>2</sup> se debe cumplir con:

$$h > L/25, \text{ donde: } h = \text{peralte de la losa y } L = \text{longitud del paño.}$$

El paño más largo tiene 4.30m:

$$h > \frac{4.30}{25} \approx 0.17\text{m.}$$

Por lo tanto se cumplió con la exigencia ya que tenemos una losa de 0.20m.

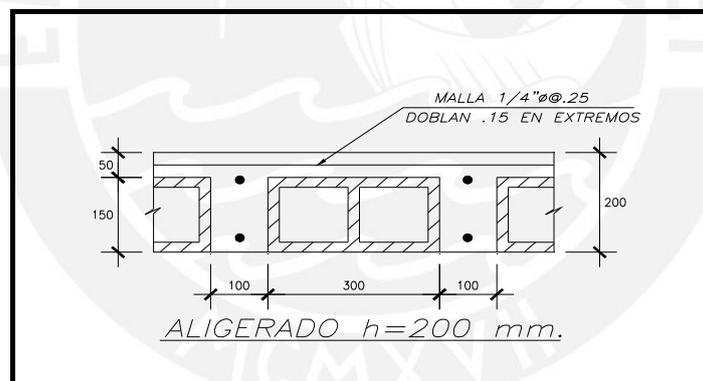


FIGURA 4 DETALLE DEL ALIGERADO.

**Losa maciza.** Existe losa maciza en el descanso de la escalera la cual tiene dimensiones de 1.20x3.00m. Para darle continuidad al diafragma rígido se utilizó una losa maciza de 20cm. de peralte. En el piso y techo del tanque elevado son de losa maciza con un peralte de 20cm. debido al contacto permanente con el agua.

**Vigas.** Las vigas se predimensionaron de acuerdo a los apuntes del curso de Concreto Armado 2, el cual señala que el peralte debe de estar en el orden de 1/10 ó 1/12 de la luz libre. Además la norma E.060 especifica que para no verificar las deflexiones el peralte de la misma debe de ser mayor a 1/16 de la luz libre.

Las vigas del edificio en estudio están en el orden de 4.00m a 5.20m de longitud libre entonces para la viga más larga se tiene:

$$h \geq \frac{5.20}{10} \text{ ó } \frac{5.20}{12} = 0.52\text{m. ó } 0.40\text{m.}$$

Para uniformizar los peraltes se escogió un peralte de 0.50m. el cual también cumple con la condición de ser mayor a 1/16 de la luz libre.

Tomando en cuenta la referencia 7, el ancho de las vigas tiene que estar entre 0.3h y 0.5h es decir entre 0.15 y 0.25m. para nuestro caso en el eje X-X se usó un ancho de 0.25m. para las vigas, pero en el eje Y-Y tenemos placas de 0.15cm. de espesor lo cual nos obliga a usar vigas del mismo ancho es decir de 0.15x0.50m. , con esto estamos en contra de lo que dice la norma ya que nos obliga a tener un ancho de por lo menos 0.25m. para que sean consideradas como sísmicas.

Comentarios. Al existir gran densidad de placas en la dirección transversal (Y-Y), las cuales son las principales responsables de tomar las fuerzas sísmicas, nos permitimos usar vigas de sección 15x50cm. en este sentido.

**Columnas.** Para las columnas se utilizó el criterio establecido en la referencia 5, el cual especifica que si la rigidez lateral de la estructura está controlada con muros de corte en ambas direcciones el área de la columna se puede estimar de tal forma que la carga en servicio produzca un esfuerzo del orden de 0.45f<sub>c</sub>. y para las columnas con poca carga axial que es el caso de las exteriores 0.35f<sub>c</sub>.

En el caso de la estructura en estudio, mediante un metrado de cargas, la columna más cargada es la que está ubicada entre los ejes 3-B. en el piso típico tiene una carga en servicio considerando el 25% de la carga viva del orden de 12.8ton., mientras que en la azotea de 8.5ton. Resulta una carga acumulada de aproximadamente 73ton en el piso 1. En la figura 5 se muestra la columna en mención y el trazado de su área tributaria igual a 14.60m<sup>2</sup>. Con el metrado de cargas hallado en el piso típico y el área tributaria, se realiza una breve comprobación de la densidad de la carga, resultando aproximadamente 1.02tn/m<sup>2</sup>, valor que se encuentra dentro del rango según otros datos indagados y hallados.

El área requerida mínima de acuerdo a lo explicado considerando un concreto de 210 kg/cm<sup>2</sup> es:

$$A(\text{cm}^2) = \frac{73\,000 \text{ kg.}}{0.45(210 \text{ kg./cm}^2)} = 770 \text{ cm}^2$$

Al suponer una columna cuadrada tendría que ser de 30x30cm. Para cubrir otros efectos como por ejemplo momentos flectores se decide predimensionar la columna con una sección de 30x40cm.

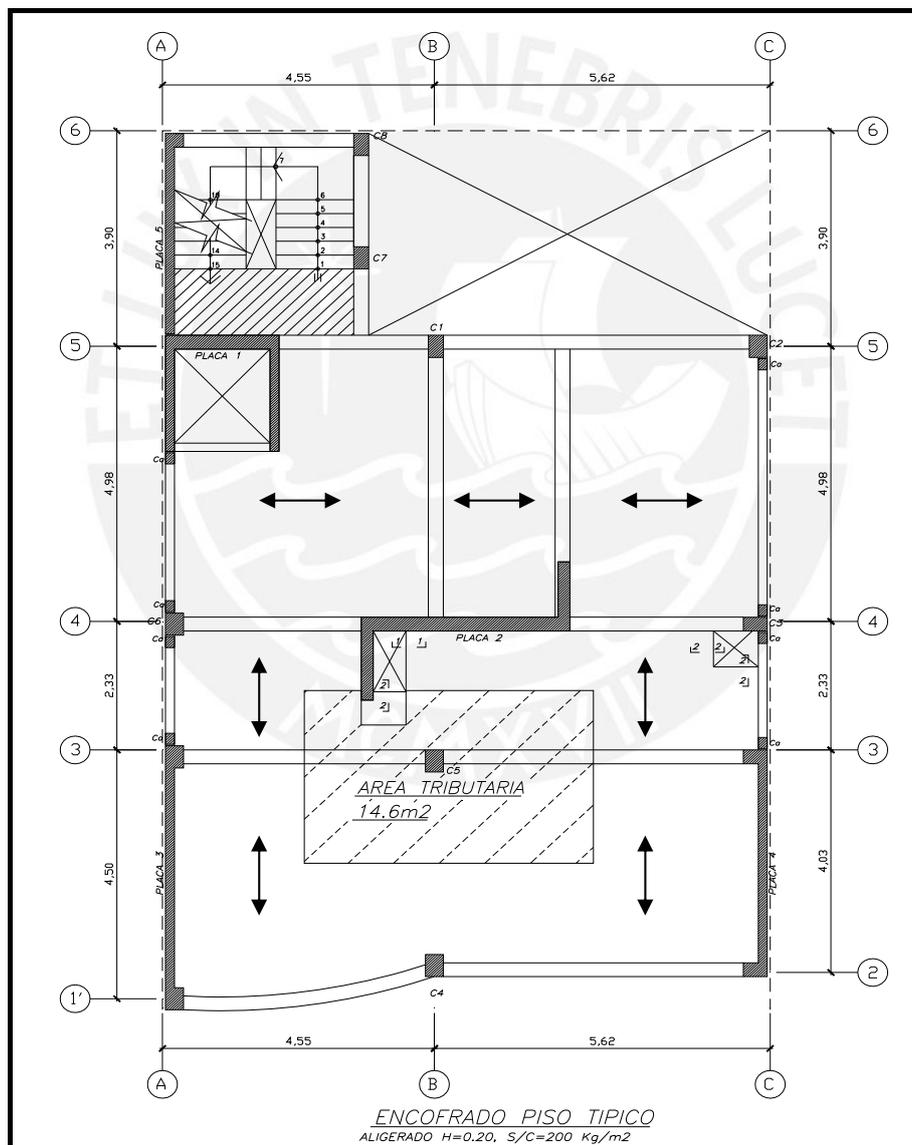


FIGURA 5

**Placas o muros de corte.** Según la distribución arquitectónica y por tener los ejes colindantes a los vecinos en la dirección transversal (Y-Y) se puede disponer de gran densidad de placas en esta dirección, pudiéndose colocar placas en todo lo largo de los ejes A y C si fuese necesario. Se optó por la disposición de placas mostrada en la figura 5. Más adelante se discutirá los efectos en la estructura por dicha distribución.

Además la norma en el acápite 15.4.1.1. dice que los muros de corte serán dimensionados teniendo en cuenta las cargas concentradas y que no exista problemas de esfuerzo en compresión así como de pandeo, es por esto que se consideró ensanche en las placas cuando le llegan vigas peraltadas.

En el sentido X-X por motivos arquitectónicos y distribución en la primera planta solo se pudo usar el muro central de 3.50m. de largo con un espesor de 0.25m. y parte de la placa del ascensor.

Según la norma sismorresistente NTE E.030 para que se considere una estructura de muros estructurales es necesario que estos tomen por lo menos el 80% del cortante basal originado por el sismo (V). Con esta consideración y suponiendo que solo el concreto va a resistir dicha fuerza se realizó la siguiente verificación:

V= cortante en la base=  $\frac{ZUCSP}{R}$  ; En la tabla 1 se muestran los parámetros sísmicos usados.

**Tabla 1 Parámetros sísmicos usados**

Z (factor de zona)	Departamento de Lima, Zona 3	Z=0.4
U (factor de uso)	Viviendas, categoría C	U=1
C (factor de amplificación sísmica)	$C = \frac{2.5 * (T_p)}{T} = \frac{2.5 * (0.4)}{0.27} = 3.7, \quad C \leq 2.5$ <p>Tp : Periodo de corte del espectro, Tp= 0.4</p> <p>T : Periodo de la estructura</p> $T_{xx} = T_{yy} = \frac{\text{Altura del edificio (m.)}}{C_t} = \frac{16.20}{60} = 0.27$ <p>Ct: 60 para sistema estructural de muros</p>	C=2.50
S (Factor del suelo)	Suelo conformado por grava, tipo S <sub>1</sub>	S=1
R (Factor de reducción)	Muros de concreto armado	R=6
P (Peso del edificio)	<b>775 tn.</b>	
V (Cortante basal) tn.	<b>129 tn.</b>	

Tabla 2 Cálculo de esfuerzo cortante

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
80% V (tn.)	103	103
Area de placas (m <sup>2</sup> )	1.4	3.3
Esfuerzo actuante (kg/cm <sup>2</sup> )	7.3	3.10
Esfuerzo resistente del concreto= $0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	6.5	6.5

En la tabla 2 se observa que el esfuerzo cortante actuante en la dirección longitudinal (X-X), con la suposición realizada es ligeramente menor que el esfuerzo resistido solo por el concreto de  $f'c = 210 \text{ kg./cm}^2$ , se puede asumir con certeza que la diferencia va a ser tomada por los aceros horizontales colocados en las placas. En la dirección transversal (Y-Y) el esfuerzo resistente solo por el concreto es mayor que el esfuerzo actuante.

Con lo explicado en el párrafo anterior, se puede concluir que las placas dispuestas en la planta estructural van a resistir las fuerzas sísmicas sin exceder los esfuerzos máximos establecidos por la Norma E.060 y con esto se puede seguir adelante con el análisis y diseño del edificio.

### **3. PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO**

#### **3.1. Procedimiento para el análisis estructural.**

La estructura se modeló mediante elementos tipo línea (unidimensionales) a los cuales se les añade brazos rígidos cuando se quiere representar una placa o un tramo del elemento que se supone que no se va a deformar. A dichos elementos tipo línea se les asigna las propiedades del concreto que más adelante serán presentadas, así como las propiedades geométricas a su correspondiente sección.

Para realizar el análisis sísmico se utilizó el programa de computadora SAP 2000 versión 9.1.6 (Referencia 13) el cual analiza a la estructura utilizando el Método de Rigidez.

Para analizar la estructura frente a las cargas de gravedad y las correspondientes combinaciones se utilizó el programa VIGA (Referencia 10).

#### **Procedimiento para el diseño en concreto armado.**

El diseño se realizará por el Método de Resistencia es decir las cargas de servicio y de sismo se amplificaran hallando las resistencias requeridas a flexión ( $M_u$ ), corte ( $V_u$ ), axial ( $P_u$ ), etc. y las resistencias nominales a flexión ( $M_n$ ), corte ( $V_n$ ), axial ( $P_n$ ), ext. de las secciones serán afectadas por factores de reducción ( $\phi$ ), hallando así las resistencias de diseño a flexión. Lo anterior es reflejado en las siguientes formulas:

-En flexión:  $\phi M_n \geq M_u$

-En Corte:  $\phi V_n \geq V_u$

-En Axial:  $\phi P_n \geq P_u$

-En Flexocompresión:  $(\phi M_n, \phi P_n) \geq (M_u, P_u)$

Las cargas se amplifican debido a la variabilidad de las mismas y sobre los métodos de análisis que utilizamos, mientras que las resistencias nominales se disminuyen debido a que hay que tomar en cuenta las siguientes incertidumbres:

- La variabilidad de la resistencia. Acá se toma en cuenta la variabilidad por ejemplo que existe entre el comportamiento de una muestra de algún material de construcción ensayada en el laboratorio y como es su comportamiento real en la superestructura.

La incertidumbre que existe en las suposiciones y simplificaciones para hallar las resistencias.

Las diferencias que pueden existir entre como se han construido los elementos en obra que conforman la estructura y lo que indican los planos por ejemplo las diferencias geométricas.

- Las consecuencias de falla. Existe diferencia entre la importancia de algunos elementos de la estructura entre otros, por ejemplo en una estructura preferimos que falle la viga antes que la columna.
- El tipo de falla del elemento. Sabemos que algunos elementos están propensos a tener un tipo de falla. Por ejemplo una columna al superar su axial máximo va a tener una falla frágil, llegando a colapsar súbitamente, en cambio una viga la podemos inducir a fallar por flexión, siendo esta una falla dúctil con capacidad inclusive de redistribuir los esfuerzos hacia otros elementos.

La tabla 3 nos muestra los factores de reducción de acuerdo a la sollicitación mientras que en la tabla 4 se dan las combinaciones y factores de carga de interés para este caso. Los factores antes mencionados están establecidos en la Norma E.060 Concreto Armado (1989).

**Tabla 3 Factores ( $\phi$ ) de Reducción.**

Sollicitación	Factor $\phi$ de Reducción
Flexión	0.9
Cortante	0.85
Compresión y flexocompresión para elementos con estribos	0.7

**Tabla 4 Factores de carga.**

Sollicitación	Factores de carga y combinación
Carga muerta (CM) y viva (CV)	$1.5CM + 1.8CV$
Carga de sismo (CS)	$1.5CM + 1.8CV$ $1.25(CM + CV) \pm CS$ $0.9CM \pm CS$
Empuje de líquidos (CL)	$1.5CM + 1.8CV$ $1.5CM + 1.8CV + 1.5CL$

## 4. METRADO DE CARGAS

### 4.1. Introducción

Para realizar el análisis estructural es necesario determinar las cargas que actúan sobre la estructura tanto la carga muerta (CM) que incluye el peso propio de la misma así como tabiques y otros elementos que se supone soporta la estructura de manera permanente así como la carga viva (CV) que puede ser el peso de los ocupantes, muebles, equipos, etc..

A continuación se presenta el desarrollo del metrado de cargas.

### 4.2. Pesos unitarios usados.

Para realizar el metrado de cargas muertas se definen los siguientes pesos unitarios de los materiales usados:

$\gamma$ Concreto Armado	2400 kg/m <sup>3</sup>
$\gamma$ Albañilería de unidades huecas (tabiques)	1350 kg/m <sup>3</sup>
$\gamma$ Albañilería de unidades solidas	1800 kg/m <sup>3</sup>
Aligerado convencional (h = 20 m.)	300 kg/m <sup>2</sup>
Losa maciza (h = 0.20 m.)	480 kg/m <sup>2</sup>
Losa maciza (h = 0.15 m.)	360 kg/m <sup>2</sup>
Piso terminado	100 kg/m <sup>2</sup>

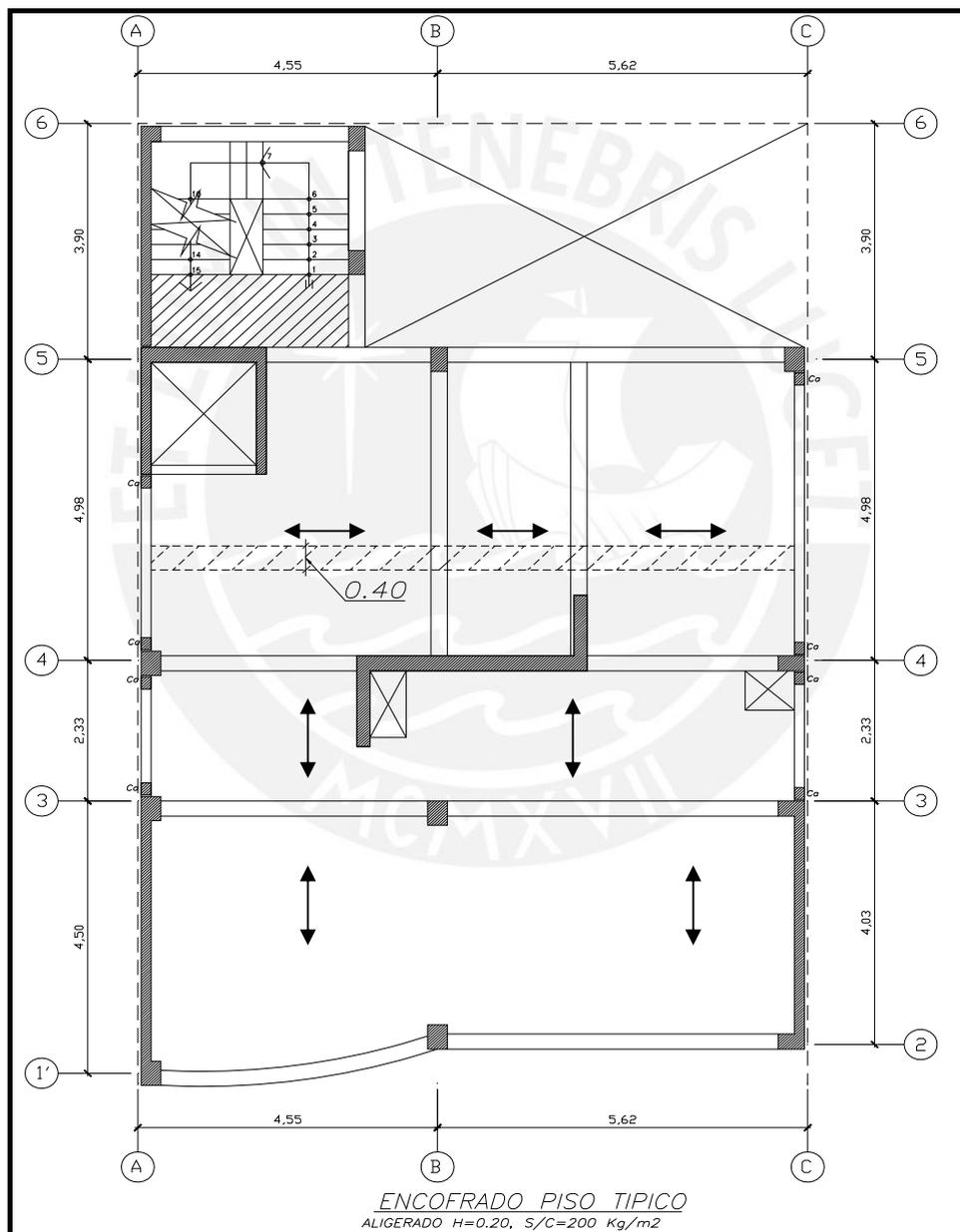
Para la carga viva se toma en cuenta la norma de cargas E-020 la cual establece lo siguiente:

Viviendas	200 kg/m <sup>2</sup>
Corredores y Escaleras	200 kg/m <sup>2</sup>
Techos	100 kg/m <sup>2</sup>

A continuación se muestra el metrado de algunos elementos estructurales.

### 4.3. Metrado de Aligerados.

En el piso típico se tiene siete tipos de viguetas, a manera de ejemplo se toma una vigueta entre los ejes 4 y 5 la cual está compuesta por tres tramos y tiene una carga concentrada en el primer y tercer tramo como resultado de un tabique perpendicular a esta. La vigueta en mención se observa en la figura 6. La sección del aligerado ya se indicó en la figura 4.



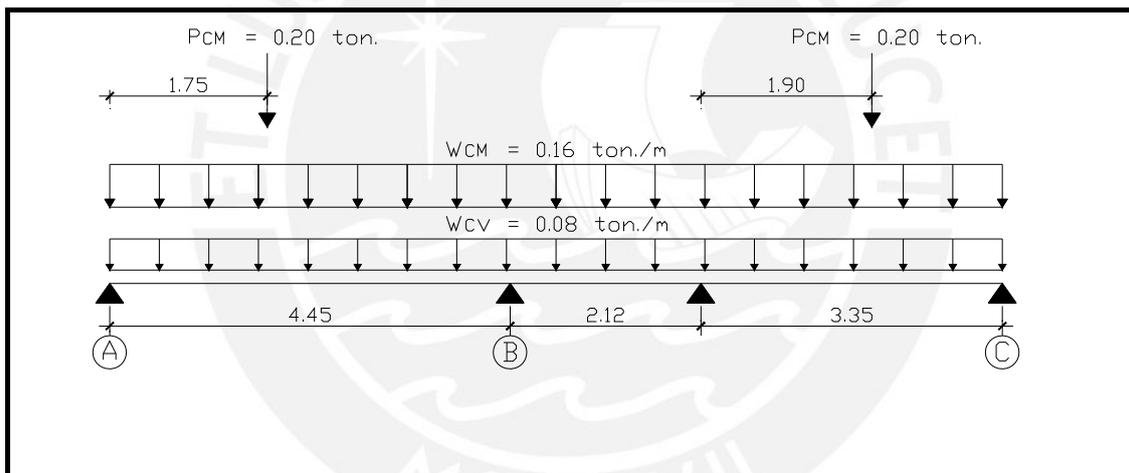
**FIGURA 6**

La Tabla 5 muestra el metrado de la vigueta.

**Tabla 5.**

Carga Muerta (CM)	Peso propio	= $300\text{kg./m}^2 \times 0.40\text{m.}$	=	120kg./m.
	Piso terminado	= $100\text{kg./m}^2 \times 0.40\text{m.}$	=	40kg./m.
	Carga puntual tabique	= $1350\text{kg./m}^3 \times 0.15\text{m.} \times 2.50\text{m.} \times 0.40$	=	203kg.
			<b>Wcm.</b>	<b>= 160kg./m.</b>
			<b>Pcm.</b>	<b>= 203kg.</b>
Carga Viva (CV)	Sobrecarga	= $200\text{kg./m}^2 \times 0.40\text{m.}$	=	80kg./m.
			<b>Wcv.</b>	<b>= 80kg./m.</b>

La figura 7 presenta un resumen del metrado de cargas.

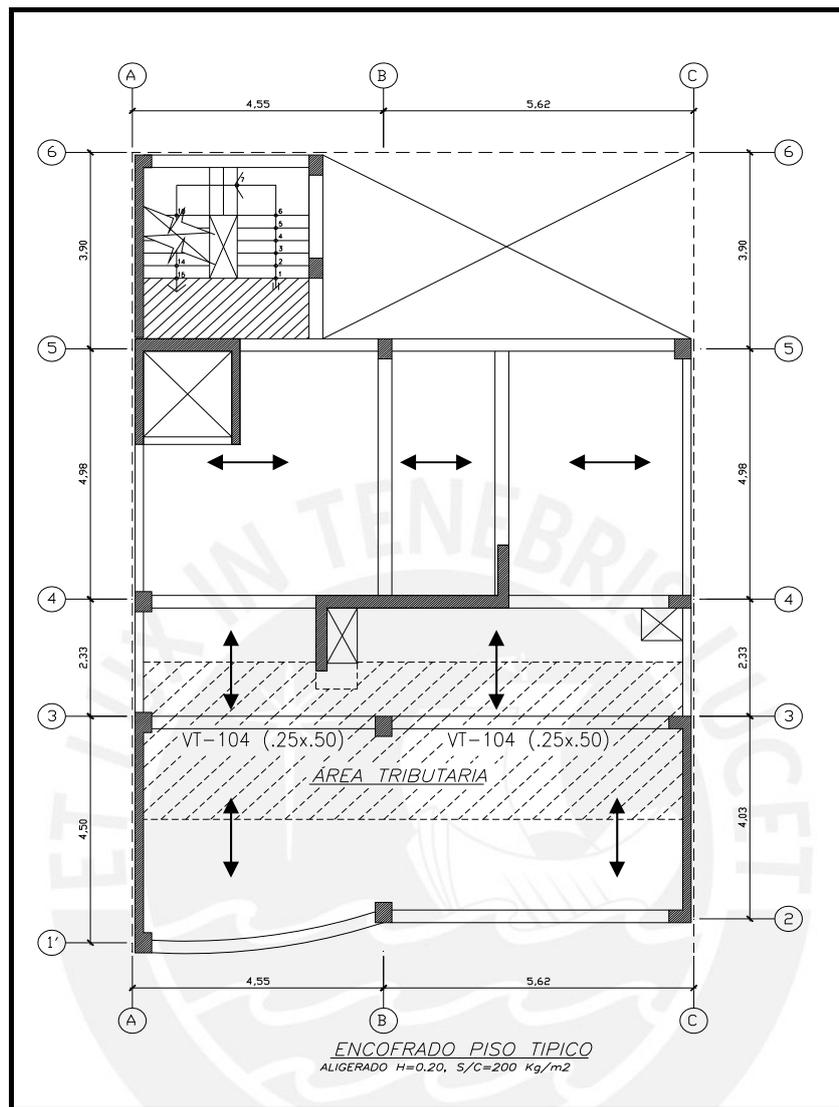


**FIGURA 7** Metrado de vigueta

#### 4.4. Metrado de vigas.

Para el metrado de las vigas se deben considerar las cargas provenientes de las losas que se apoyan sobre esta, así como las que actúan directamente sobre las vigas como son el peso propio y los tabiques.

La viga que se escoge como ejemplo para el metrado de cargas es la V-104 (0.25x0.50m.) del piso típico ubicada en el eje 3, la misma que se muestra en la figura 8 en donde también se aprecia su área tributaria.



**FIGURA 8.**

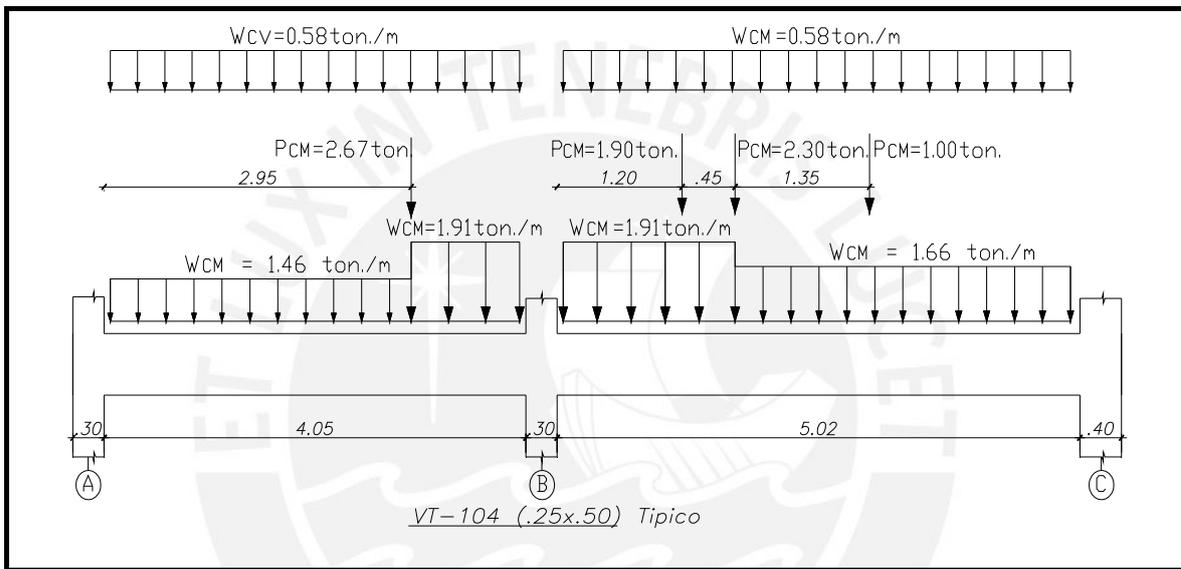
**Tabla 6. Metrado de cargas muertas.**

	Descripción	Operación	Tramo				
			A-B		B-C		
Cargas directas	Peso propio	2400*0.25*0.50	300	300	300	300	kg./m.
	Tabique (h = 1.10m.)	1350*1.10*0.15		446	223	223	kg./m.
	Piso terminado	100*0.25	25	25			kg./m.
Cargas de losa	Aligerado (h = 0.20m.)	300*2.90	870	870	870	870	kg./m.
	Piso terminado	100*2.65	265	265	265	265	kg./m.
	Tabique	1350*0.15*2.5 / 2			253		kg./m.
Cargas de viga chata				2670	2300	1000	kg.
		<b>Wcm</b>	1460	1906	1911	1658	kg./m.

**Tabla 7 Metrado de cargas vivas.**

	Operación	Tramo				kg./m.
		A-B		B-C		
Sobrecarga	200*2.90	580	580	580	580	kg./m.

La figura 9 presenta un resumen del metrado de cargas.



**FIGURA 9 Metrado de cargas.**

#### 4.5. Metrado de columnas.

El metrado de cargas de las columnas al igual que el de las vigas, se realiza transmitiendo las cargas existentes en su área tributaria como son la losa aligerada, vigas, tabiques y piso terminado hacia la columna incluyendo su peso propio.

Como ejemplo vamos a realizar el metrado de cargas de la misma columna a la cual le realizamos un predimensionamiento, pero ahora lo desarrollamos de manera más detallada. La columna mencionada es la ubicada entre los ejes B y 3 y se observa en la figura 5 donde se resalta su área tributaria.

En las Tabla 8 y 9 se presentan los metrados de cargas tanto para el último piso como para el piso típico respectivamente.

**Tabla 8. Metrado de la columna en el último piso.**

	Descripción	Operación	Peso(kg.)
Carga Muerta (CM)	Peso propio	$2400\text{kg./m}^3 \cdot 0.30\text{m.} \cdot 0.40\text{m.} \cdot 2.70\text{m.}$	778
	Aligerado (h = 0.20m.)	$300\text{kg./m}^2 \cdot 13.43\text{m}^2$	4029
	Piso terminado	$100\text{kg./m}^2 \cdot 14.10\text{m}^2$	1410
	Viga 25x50	$2400\text{kg./m}^3 \cdot 0.25\text{m.} \cdot 0.50\text{m.} \cdot 4.60\text{m.}$	1380
	Viga 40x20	$2400\text{kg./m}^3 \cdot 0.40\text{m.} \cdot 0.20\text{m.} \cdot 2.90\text{m.}$	557
	<b>P<sub>CM</sub> =</b>		
Carga Viva (CV)	Sobrecarga	$100\text{kg./m}^2 \cdot 14.10\text{m}^2$	1410
	<b>P<sub>CV</sub> =</b>		

**Tabla 9. Metrado de cargas de la columna en el piso típico.**

	Descripción	Operación	Peso(kg.)
Carga Muerta (CM)	Peso propio	$2400\text{kg./m}^3 \cdot 0.30\text{m.} \cdot 0.40\text{m.} \cdot 2.70\text{m.}$	778
	Aligerado (h = 0.20m.)	$300\text{kg./m}^2 \cdot 13.43\text{m}^2$	4029
	Piso terminado	$100\text{kg./m}^2 \cdot 14.10\text{m}^2$	1410
	Viga 25x50	$2400\text{kg./m}^3 \cdot 0.25\text{m.} \cdot 0.50\text{m.} \cdot 4.60\text{m.}$	1380
	Viga 40x20	$2400\text{kg./m}^3 \cdot 0.40\text{m.} \cdot 0.20\text{m.} \cdot 2.90\text{m.}$	557
	Tabique	$1350\text{kg./m}^3 \cdot 0.15\text{m.} \cdot 2.50\text{m.} \cdot 7.85\text{m.}$	3974
	<b>P<sub>CM</sub> =</b>		
Carga Viva (CV)	Sobrecarga	$200\text{kg./m}^2 \cdot 14.10\text{m}^2$	2820
	<b>P<sub>CV</sub> =</b>		

En la Tabla 10 se presenta un resumen del metrado de cargas así como el acumulado.

**Tabla 10. Resumen del metrado de cargas de la columna.**

Piso	P <sub>CM</sub> (ton.)	P <sub>CM</sub> . acumulado (ton.)	P <sub>CV</sub> (ton.)	P <sub>CV</sub> . acumulado (ton.)
Azotea	8.2	8.2	1.4	1.4
Piso 5	12.1	20.3	2.8	4.2
Piso 4	12.1	32.4	2.8	7.1
Piso 3	12.1	44.5	2.8	9.9
Piso 2	12.1	56.7	2.8	12.7
Piso 1	12.1	68.8	2.8	15.5

#### 4.6. Metrado de muros de corte o placas.

Al igual que las columnas en este caso se lleva a las placas todas las cargas ubicadas dentro del área tributaria de las mismas sumándoles además su peso propio.

Las cargas a considerar también son el de la losa aligerada, piso terminado, las vigas, y los tabiques.

La placa que se tomará como ejemplo es la ubicada en el eje C entre los ejes 2 y 3, la cual se muestra en la figura 10 así como su área tributaria.

En las tablas 11 y 12 se presentan los metrados de cargas tanto para el último piso como para el piso típico respectivamente.

**Tabla 11. Metrado de la placa en el último piso.**

	Descripción	Operación	Peso(kg.)
Carga Muerta (CM)	Peso propio	$2 \times 2400 \text{kg./m}^3 \times 0.25 \text{m.} \times 0.40 \text{m.} \times 2.70 \text{m.}$	1296
		$2400 \text{kg./m}^3 \times 0.15 \text{m.} \times 3.60 \text{m.} \times 2.70 \text{m.}$	3500
	Aligerado (h = 0.20m.)	$300 \text{kg./m}^2 \times 12.90 \text{m}^2$	3870
	Piso terminado	$100 \text{kg./m}^2 \times 13.50 \text{m}^2$	1350
	Viga 25x50	$2400 \text{kg./m}^3 \times 0.25 \text{m.} \times 0.50 \text{m.} \times 5.00 \text{m.}$	1500
	Viga 15x50	$2400 \text{kg./m}^3 \times 0.15 \text{m.} \times 0.50 \text{m.} \times 2.10 \text{m.}$	403
<b>P<sub>CM</sub> = 12.0 ton.</b>			
Carga Viva (CV)	Sobrecarga	$100 \text{kg./m}^2 \times 13.50 \text{m}^2$	1350
	<b>P<sub>CV</sub> = 1.4 ton.</b>		

**Tabla 12. Metrado de la placa en el piso típico.**

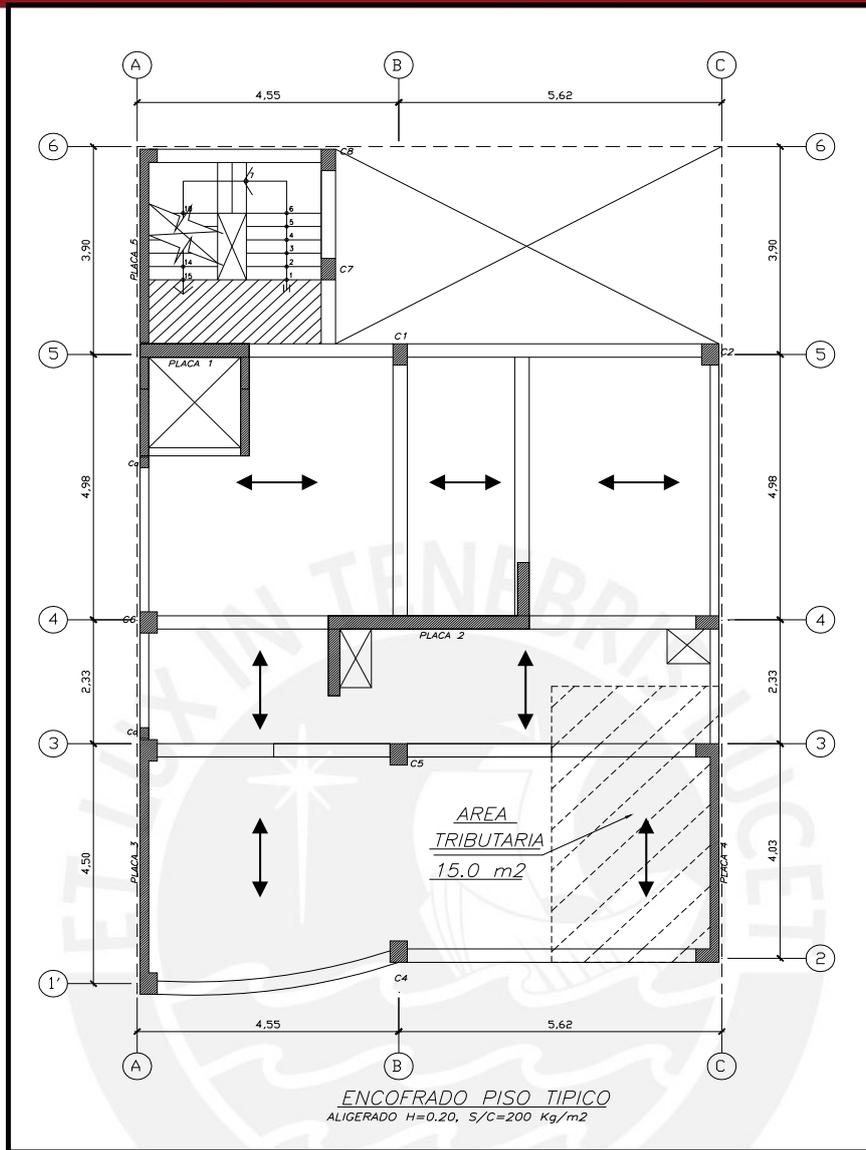
	Descripción	Operación	Peso(kg.)
Carga Muerta (CM)	Peso propio	$2 \times 2400 \text{kg./m}^3 \times 0.25 \text{m.} \times 0.40 \text{m.} \times 2.70 \text{m.}$	1296
		$2400 \text{kg./m}^3 \times 0.15 \text{m.} \times 3.60 \text{m.} \times 2.70 \text{m.}$	3500
	Aligerado (h = 0.20m.)	$300 \text{kg./m}^2 \times 12.90 \text{m}^2$	3870
	Piso terminado	$100 \text{kg./m}^2 \times 13.50 \text{m}^2$	1350
	Viga 25x50	$2400 \text{kg./m}^3 \times 0.25 \text{m.} \times 0.50 \text{m.} \times 5.00 \text{m.}$	1500
	Viga 15x50	$2400 \text{kg./m}^3 \times 0.15 \text{m.} \times 0.50 \text{m.} \times 2.10 \text{m.}$	403
	Tabique (h=0.90m.)	$1350 \text{kg./m}^3 \times 0.15 \text{m.} \times 0.90 \text{m.} \times 1.60 \text{m.}$	810
	Tabique (h=2.20m.)	$1350 \text{kg./m}^3 \times 0.15 \text{m.} \times 2.20 \text{m.} \times 4.50 \text{m.}$	2005
<b>P<sub>CM</sub> =</b>			<b>14.7 ton.</b>
Carga Viva (CV)	Sobrecarga	$200 \text{kg./m}^2 \times 13.50 \text{m}^2$	2700
	<b>P<sub>CV</sub> =</b>		

En la Tabla 13 se presenta un resumen del metrado de cargas así como el acumulado.

**Tabla 13. Resumen del metrado de cargas de la placa.**

Piso	P <sub>CM</sub> (ton.)	P <sub>CM</sub> . acumulado (ton.)	P <sub>CV</sub> (ton.)	P <sub>CV</sub> . acumulado (ton.)
Azotea	11.9	11.9	1.4	1.4
Piso 5	14.7	26.7	2.7	4.1
Piso 4	14.7	41.4	2.7	6.8
Piso 3	14.7	56.1	2.7	9.5
Piso 2	14.7	70.9	2.7	12.2
Piso 1	14.7	85.6	2.7	14.9

Realizando un cálculo rápido en el piso típico tenemos una densidad de carga en la Placa 4 de  $17.4 \text{ ton.} / 15.0 \text{ m}^2 = 1.16 \text{ ton.} / \text{m}^2$ .



**FIGURA 10.**

## 5. ANÁLISIS SÍSMICO.

### 5.1. Objetivos.

El objetivo de este capítulo es presentar los resultados del análisis sísmico de la estructura, explicar el modelo estructural, calcular los valores de las sollicitaciones sísmicas en cada uno de los elementos resistentes para fines de diseño y determinar los desplazamientos laterales para luego analizar la rotación y junta sísmica del edificio.

Como tema adicional se analizará la estructura en traslación pura en sus dos direcciones principales X e Y, es decir para el caso de análisis en traslación pura en la dirección X-X se restringe el desplazamiento en la dirección Y-Y y las rotaciones en las direcciones X y Z, mientras que para el análisis en traslación pura en la dirección Y-Y se restringe el desplazamiento en la dirección X-X y las rotaciones en las direcciones Y y Z.

Luego los resultados de los análisis se compararán entre sí y con los resultados del análisis estático indicado por la Norma Peruana de diseño Sismorresistente E.030.

### 5.2. Modelo estructural.

La estructura se analizó con el programa SAP 2000. y se modeló por medio de pórticos planos.

Los elementos que conforman los pórticos como ya se mencionó se modelan como unidimensionales. Los pórticos se encuentran conectados mediante un diafragma rígido en cada uno de los seis niveles. Para cada diafragma se consideró un modelo de masa concentrada con tres grados de libertad, dos de traslación en las direcciones principales de la estructura (X e Y) y otro de rotación en la dirección ortogonal al plano formado por las dos direcciones anteriores.

Para modelar el concreto se consideró las siguientes propiedades elásticas:

- Modulo de Elasticidad (E) =  $2.2 \times 10^6$  ton/m<sup>2</sup>.
- Modulo de Poisson ( $\nu$ ) = 0.15
- Modulo de Corte (G) =  $9.5 \times 10^5$  ton/m<sup>2</sup>.

La figura 11 y 12 presentan una vista tridimensional del modelo estructural y de un pórtico plano ubicado en el eje 3 como ejemplo respectivamente.



FIGURA 11 Vista tridimensional del modelo.

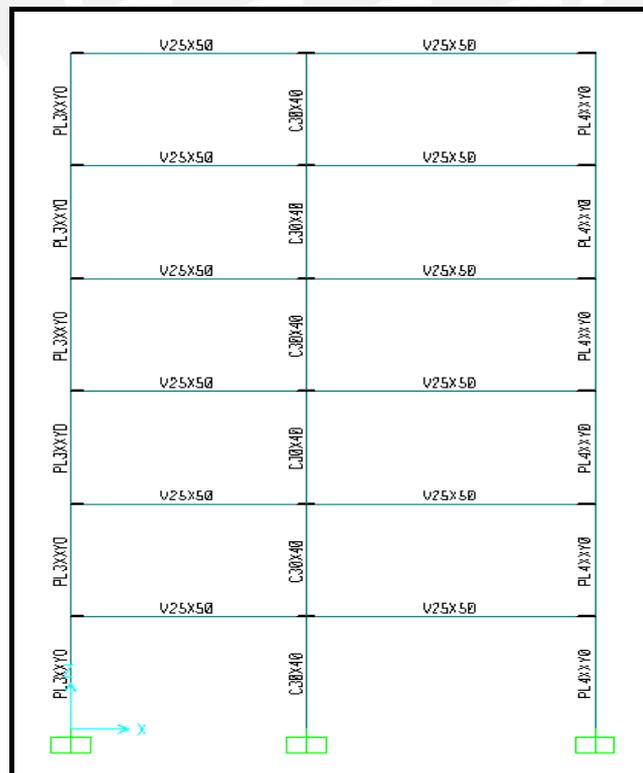


FIGURA 12. Vista del Pórtico eje 3.

El pórtico ubicado en el eje 3 de dos tramos está unido por una viga de 25x50cm. En el primer tramo la viga se apoya en la "cabeza" de la placa 3 ubicada en el eje A, para idealizar el aporte de rigidez de dicha placa cuando se analiza a la estructura sísmicamente en la dirección X-X, se toma en cuenta el núcleo de 30x40cm. más un aporte de cuatro veces el espesor de la placa. Dicho elemento línea se observa en elevación en la figura 12 con el nombre de PL3XXY0, esta nomenclatura se divide en:

PL3: Es la placa 3, XX: Cuando actúa el sismo en la dirección X-X.

La sección de PL3XXY0 se aprecia en la figura 13 tomada del programa SAP 2000, donde el eje 3 es el eje de flexión.

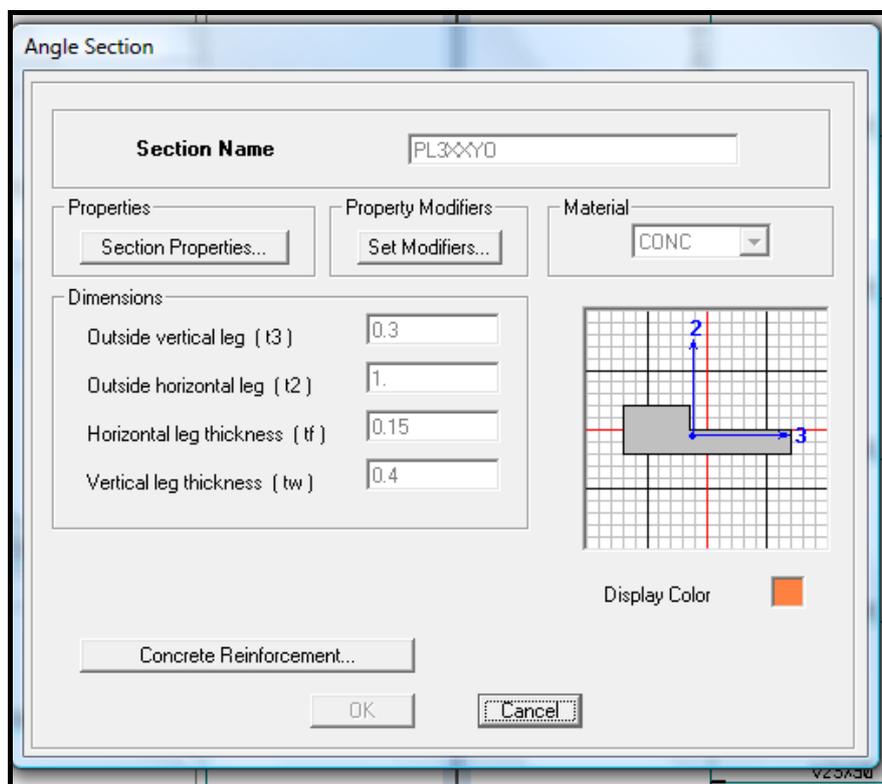


FIGURA 13. Vista de La sección PL3XXY0.

Falta aclarar que para no duplicar la sección cuando se modele el pórtico transversal es decir en la dirección Y-Y, a la placa se le quitan las propiedades ya usadas en el otro sentido que son área de corte en la dirección X-X y momento de inercia con respecto al eje Y-Y.

La figura 14 muestra el pórtico del eje A donde se indica la junta vertical entre la placa 5 y la placa 1. Mientras que la figura 15 y 16 presentan la sección y las ediciones de las propiedades de la placa 3 explicadas.

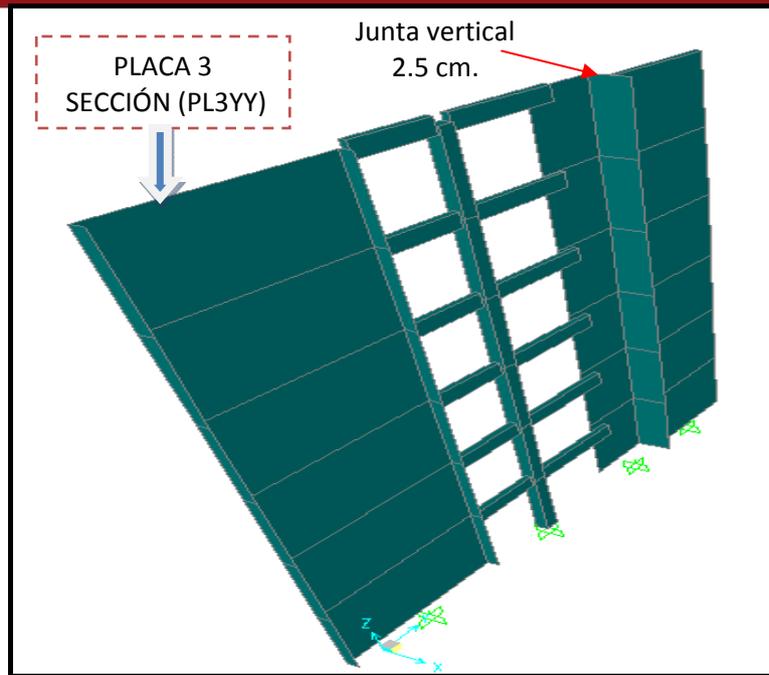


FIGURA 14. Vista del pórtico del eje A.

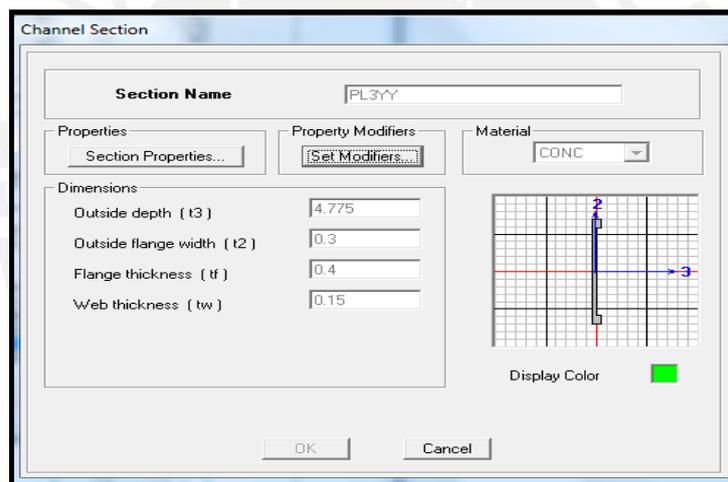


FIGURA 15. Sección de placa 3(PL3YY).

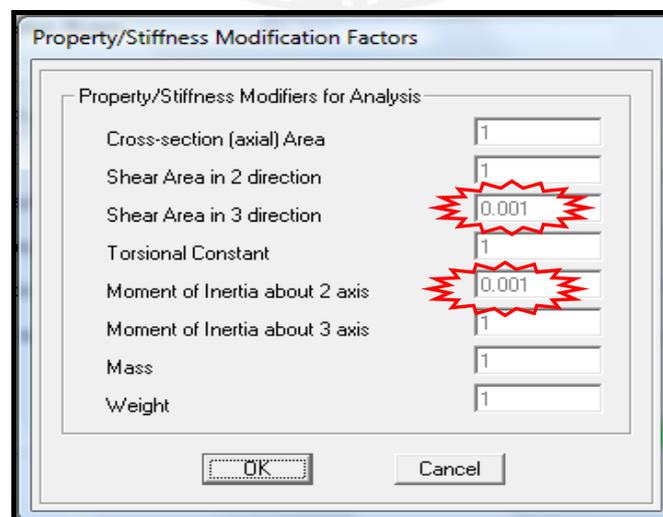


FIGURA 16. Edición de propiedades de sección PL3YY.

El criterio explicado anteriormente para modelar un pórtico en caso incluya una o más placas se usó para todos los demás pórticos similares.

La masa (M) de cada nivel se asigna a un nudo (CM = Centro de masa), el cual tiene dos inercias traslacionales ( $I_{xx}$ ,  $I_{yy}$ ) en las dos direcciones principales de la planta del diafragma (X, Y) y una inercia rotacional llamada inercia polar (J), donde J se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$J = \frac{\text{Masa} \times (I_{xx} + I_{yy})}{\text{Área}}$$

A los centros de masa se les restringe el desplazamiento vertical (el eje Z) y las rotaciones en los ejes principales es decir X e Y. Además La Norma Peruana Sismorresistente E.030 plantea que se debe considerar una excentricidad con respecto del centro de masas de 5% de la dimensión de la planta de la estructura ortogonal a la dirección de análisis del sismo.

A continuación en la tabla 14 se presenta las propiedades que se le asignan a cada nudo antes mencionado en cada piso. Para el peso en cada nivel se toma en cuenta el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva por ser una edificación que clasifica como tipo C de acuerdo a la Norma E.030 Diseño sismorresistente.

**Tabla 14. Resumen de las propiedades del Centro de Masa.**

Piso	Área (m <sup>2</sup> )	Peso (ton.)	Masa (ton.s <sup>2</sup> /m.)	$I_{xx}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> )	J (ton.s <sup>2</sup> .m.)
Piso 1	127	124	12.6	2020	1090	310
Piso 2	127	130	13.3	2020	1090	325
Piso 3	127	130	13.3	2020	1090	325
Piso 4	127	130	13.3	2020	1090	325
Piso 5	127	130	13.3	2020	1090	325
Azotea	127	129	13.1	2020	1090	320

### **5.3. Parámetros sísmicos.**

El edificio se encuentra ubicado en el distrito de Surco, provincia de Lima, departamento de Lima, es decir está ubicado en la zona 3, por cual le corresponde un factor de zona **Z=3**. Al encontrarse sobre grava medianamente densa con un esfuerzo admisible de 3kg./cm<sup>2</sup>, se asumió que clasifica como un suelo tipo **S<sub>1</sub>**, lo que conlleva a tener un factor de suelo **S=1.0** y un periodo que define la plataforma del espectro **T<sub>p</sub>=0.4s**.

Por ser una estructura destinada a viviendas clasifica en la categoría C, correspondiéndole un factor de uso  $U=1$ .

El factor de amplificación sísmica (C) se define con la siguiente fórmula con  $T_p = 0.4s$ :

$$C = 2.5 \times \frac{T_p}{T} ; C = \frac{1}{T} ; C \leq 2.5$$

El coeficiente de reducción (R), se considera  $R = 6$ , ya que es el que le corresponde para sistemas de muros de concreto armado.

#### 5.4. Análisis realizados.

Se realizaron dos análisis sísmicos: Estático y Dinámico dentro, de los cuales se analizó a la estructura con tres grados de libertad por planta y de manera traslacional como ya se explicó en el punto 5.1

##### 5.4.1. Análisis Estático.

Este análisis se realizó para hallar el cortante basal mínimo de diseño obtenido en análisis dinámico, que en el caso de la estructura en estudio por ser regular no debe ser menor al 80% del cortante basal estático.

Las fuerzas se distribuyen en cada piso de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$F_i = \frac{P_i \times h_i}{\sum P_i \times h_i} (V)$$

Para hallar el valor de la cortante basal V se usaron los periodos obtenidos del análisis dinámico, para  $T_x = 0.38s$ . y para  $T_y = 0.38s$ ., con estos valores  $C_x$  y  $C_y$  deben ser  $C_x = C_y = 2.5$ . Entonces:

$$V_{estatico\ xx} = V_{estatico\ yy} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} P = \frac{0.4 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 1 \cdot 774.8}{6} = 129 \text{ ton.}$$

La tabla 15 presenta la distribución de las fuerzas sísmicas en cada nivel para el análisis estático.

Tabla 15. Distribución de fuerzas sísmicas.

Piso	Peso(tn.)	hi(m.)	Pixhi	%	Fix	Fiy	
Piso 1	124.6	2.7	336.42	4.58%	5.9	5.9	<b>Vx= 129 ton.</b> <b>Vy= 129 ton.</b>
Piso 2	130.3	5.4	703.62	9.57%	12.3	12.3	
Piso 3	130.3	8.1	1055.43	14.36%	18.5	18.5	
Piso 4	130.3	10.8	1407.24	19.14%	24.7	24.7	
Piso 5	130.3	13.5	1759.05	23.93%	30.9	30.9	
Azotea	129.0	16.2	2089.80	28.43%	36.7	36.7	

5.4.2. Análisis Dinámico.

En este caso la estructura es sometida a pseudo-aceleraciones (Sa) haciendo uso de espectros inelásticos.

Siendo: 
$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C}{R} g = \frac{0.4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2.5}{6 \cdot T} g = \frac{0.167}{T} g$$

La figura 17 muestra el espectro de pseudo-aceleraciones usado en el análisis de superposición espectral.

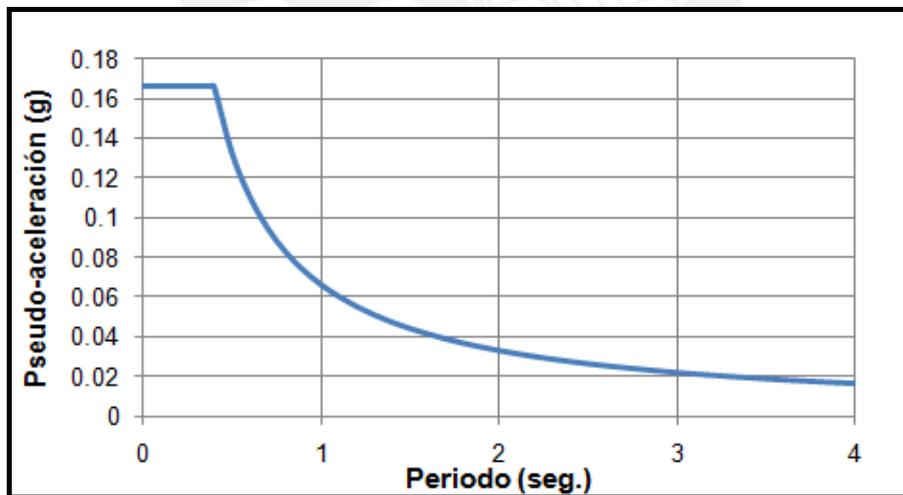


FIGURA 17. Espectro inelástico de pseudo-aceleración

Se realizó el análisis de modos y se obtuvo la respuesta máxima esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (ri) mediante la siguiente expresión tomada de la referencia 2:

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

**5.5. Resultados del análisis sísmico dinámico.**

Como resultado del análisis sísmico dinámico considerando tres grados libertad por piso se obtienen los modos y periodos de vibración, los desplazamientos laterales así como los esfuerzos internos de los elementos de la estructura que luego serán comparados con resultados de los demás análisis sísmicos ya mencionados.

**5.5.1. Modos de vibración.**

La tabla 16 resume los periodos de vibración de la estructura para el análisis considerando tres grados de libertad por piso y el traslacional puro.

**Tabla 16. Modos de vibración.**

Tres grados de libertad				Traslacional X-X			Traslacional Y-Y		
Modo	T (s)	% Masa X-X	% Masa Y-Y	Modo	T (s)	% Masa X-X	Modo	T (s)	% Masa X-X
1	0.455	28.5%	22.6%	1	0.40	71.0%	1	0.340	70.0%
2	0.378	41.3%	24.8%	2	0.09	19.0%	2	0.070	20.0%
3	0.266	1.9%	23.1%	3	0.04	6.0%	3	0.030	6.0%
4	0.107	9.1%	4.9%						
5	0.088	9.8%	6.9%						
6	0.058	0.3%	7.8%						
7	0.049	3.1%	1.4%						
8	0.039	2.6%	2.4%						
9	0.031	1.2%	0.4%						
10	0.026	0.1%	2.5%						
11	0.025	1.1%	0.9%						
12	0.024	0.3%	0.3%						
13	0.021	0.1%	0.0%						
14	0.019	0.3%	0.4%						
15	0.016	0.1%	1.0%						
16	0.016	0.1%	0.1%						
17	0.012	0.0%	0.4%						
18	0.011	0.0%	0.1%						

Se puede apreciar que el segundo modo es el que tiene mayor porcentaje de masa participante en las dos direcciones. Sin embargo en la dirección Y-Y se observa que no hay un modo predominante, probablemente la masa participante en los tres primeros modos es casi igual. Este efecto se produce debido a la torsión que sufre la estructura cuando el sismo actúa en la dirección Y-Y.

La torsión se debe a la distribución en planta de las placas, que como se puede apreciar en el eje A existe mayor densidad de placas que en el eje C. Al existir esta desigualdad el centro de rotación (CR) de la planta tiende a ubicarse más cerca al eje con mayor densidad de placas, es por lo anterior que se decidió separar con una junta vertical las placas 1 y 5.

Para hallar la ubicación del centro de rotación con respecto al centro de masas y así poder cuantificar la excentricidad en planta que explicaría todo lo anteriormente dicho, se realizó un modelo de la estructura al cual solo se le aplica un momento torsor de 100 ton. x m. en el centro de masas de la planta de la azotea en la dirección Z-Z.

Las coordenadas del centro de rotación ( $X_{cr}$ ,  $Y_{cr}$ ) de cada nivel con respecto a las coordenadas del centro de masas ( $X_{cm}$ ,  $Y_{cm}$ ), se hallan con las fórmulas de MOHR para desplazamientos pequeños, igualando el desplazamiento del centro de rotación a cero.

Las fórmulas usadas se muestran a continuación:

$$X_{cr} = -D_y/\Theta, Y_{cr} = D_x/\Theta$$

Siendo,  $D_y$  y  $D_x$ : los desplazamientos del centro de masas en las direcciones Y y X

debidos al momento aplicado en Z-Z, respectivamente.

$\Theta$ : La rotación del centro de masas medida en radianes.

La tabla 17 presenta las coordenadas del centro de rotación de cada piso respecto del centro de masas.

**Tabla 17. Coordenadas del centro de rotación respecto del centro de masas.**

Piso	$D_x$ (m.)	$D_y$ (m.)	$\Theta$ (radianes)	$X_{cr}$ (m.)	$Y_{cr}$ (m.)
Piso 1	0.00002	0.00004	0.00002	-1.78	0.87
Piso 2	0.00006	0.00013	0.00008	-1.77	0.79
Piso 3	0.00011	0.00026	0.00015	-1.76	0.77
Piso 4	0.00018	0.00041	0.00023	-1.75	0.76
Piso 5	0.00025	0.00057	0.00033	-1.74	0.77
Piso 6	0.00033	0.00074	0.00043	-1.73	0.77
<b>Promedio</b>				<b>-1.76</b>	<b>0.79</b>

Se observa que el centro de rotación en promedio se está desplazando 1.76m. hacia la izquierda del centro de masas en todos los pisos. La separación considerable de estos puntos explica la torsión que experimenta el edificio.

La figura 18 presenta la forma de una planta típica de la estructura con las ubicaciones del centro de masas y de rotación, lo cual ilustra la magnitud de la torsión que ocurre cuando el sismo actúa en la dirección Y-Y.

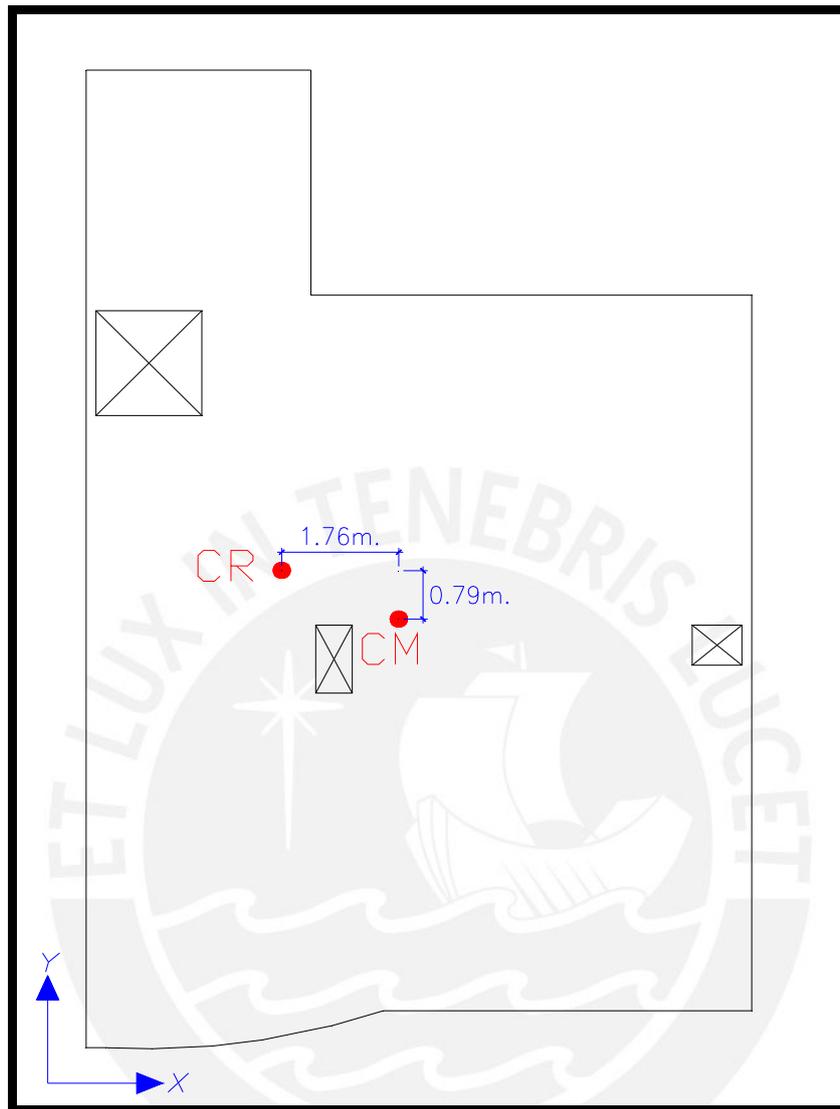


FIGURA 18. Distancia entre centro de masa (CM) y de rotación (CR).

## 5.5.2. Fuerzas cortantes.

### 5.5.2.1. Distribución de las fuerzas cortantes en planta.

Las figuras 19 y 20 presentan la distribución de la fuerza cortante basal en cada placa del primer nivel tomada del análisis estático en las direcciones X e Y respectivamente. Se toman los valores del análisis estático porque si se quiere tomar los valores del análisis dinámico no cuadraría con el valor del cortante basal dinámico dado por el programa SAP2000, esto se debe a que al presentar los valores del cortante para el caso dinámico en cada placa el programa lo hace por superposición modal considerando todos los modos para cada placa, resultando así una sumatoria mayor.

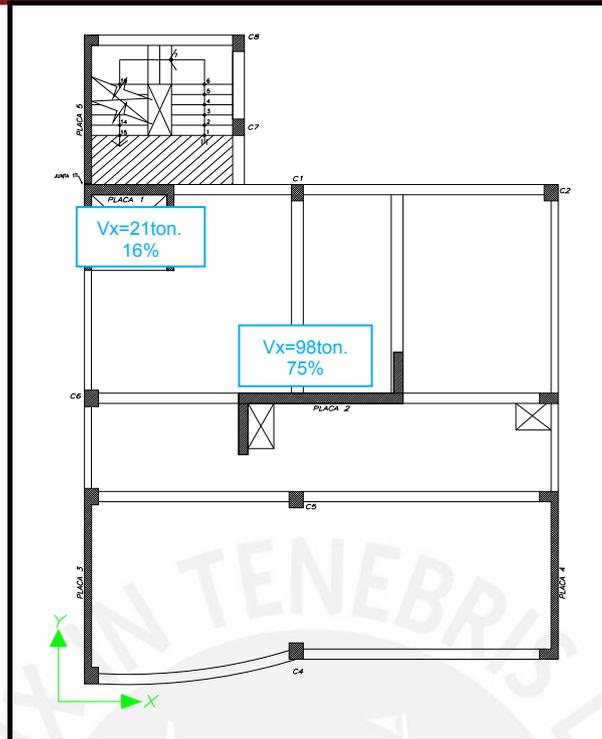


FIGURA 18. Distribución de fuerzas cortantes en la dirección X-X.

Se observa que la placa que toma el mayor cortante es la central y las dos juntas es decir la placa central y la del ascensor toman casi el 92% del cortante basal estático ( $V=129$  ton.) en esa dirección.

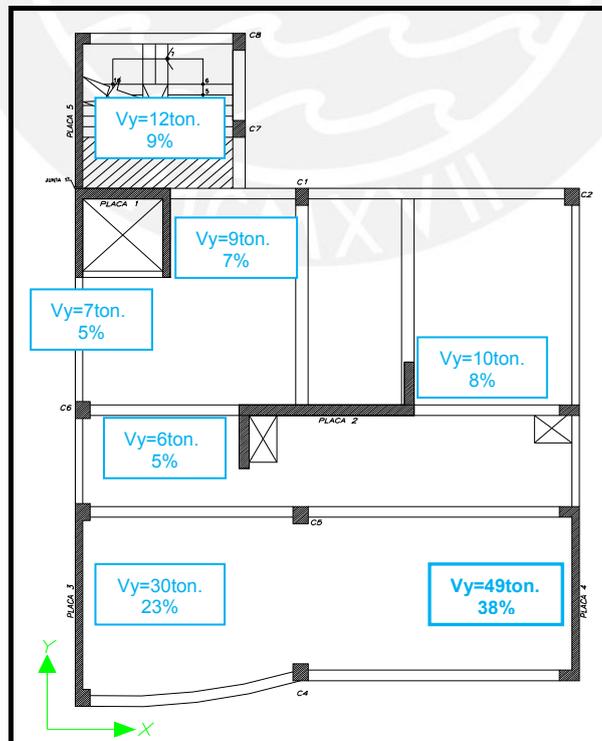


FIGURA 19. Distribución de fuerzas cortantes en la dirección Y-Y.

Solo como verificación notamos que la sumatoria de todos los cortantes en las placas en la dirección Y es 123 ton., valor que representa el 95% del cortante basal en esa dirección.

Debido a la torsión ya explicada que sufre la estructura cuando el sismo actúa en la dirección Y-Y, se puede apreciar que la placa que se ve más afectada es la del eje C (Placa 4), cuyos valores se encuentran resaltados en la figura 19.

**5.5.2.2. Fuerza cortante mínima para el diseño.**

La Norma E-030 Diseño sismorresistente establece que el cortante basal dinámico no debe de ser menor al 80% del cortante basal obtenido del análisis estático para estructuras regulares, que como se demostrará más adelante es el caso de la estructura en análisis.

Además si fuera necesario incrementar la fuerza cortante dinámica se tendría que escalar también todos los resultados obtenidos de este análisis, excepto los desplazamientos, mediante el siguiente factor "f":

$$f = \frac{0.8 V \text{ estático}}{V \text{ dinámico}} ; f \geq 1.0$$

La tabla que sigue presenta los cortantes basales y los factores de amplificación "f".

**Tabla 18. Fuerzas cortantes basales.**

	V estático (ton.)	80% V estático (ton.)	V dinámico X-X(ton.)	V dinámico Y-Y(ton.)	Factor "f"
Sismo X-X	129	103	72	47	1.43
Sismo Y-Y	129	103	47	60	1.70

El factor de amplificación para el cortante basal dinámico en la dirección Y-Y se observa que es 1.70, valor que según otros análisis y consultando a profesionales entendidos en el tema resulta ser elevado, ya que bajo estas circunstancias resultaría lo mismo trabajar con un análisis estático.

Después de varias verificaciones y comparaciones entre los modelos analizados con tres grados de libertad y de manera traslacional, se puede concluir que el motivo por el cual el cortante basal dinámico resulta ser bajo, es por la torsión que sufre el edificio cuando se le analiza en esta dirección Y-Y.

El efecto de la torsión también explica el porqué cuando el sismo actúa en la dirección Y-Y, los valores de las cortantes basales en las direcciones X-X (47 ton.) e Y-Y (60ton.) no se encuentran muy alejados, es decir se encuentran acoplados, razón por la cual también el factor de amplificación resulta ser elevado.

### 5.5.3. Desplazamientos laterales.

Los desplazamientos elásticos que se presentan en la tabla 19 y 20 son los obtenidos en el programa SAP 2000, usando el modelo estructural con tres grados de libertad por piso del análisis dinámico. Dichos desplazamientos se multiplican por 0.75 del valor de R asumido, es decir por 4.5.

**Tabla 19. Desplazamientos en dirección X-X.**

DIRECCIÓN X-X					
PISO	Desplazamiento absoluto (cm.)	Desplazamiento de entrepiso D(cm.)	h (cm.)	Distorsión de entrepiso D/h (‰)	Permitido D/h (‰)
Piso 1	0.3	0.3	270	1.28	7.0
Piso 2	1.0	0.7	270	2.52	7.0
Piso 3	1.9	0.9	270	3.26	7.0
Piso 4	2.9	1.0	270	3.60	7.0
Piso 5	3.9	1.0	270	3.64	7.0
Azotea	4.8	0.9	270	3.48	7.0

**Tabla 20. Desplazamientos en dirección Y-Y.**

DIRECCIÓN Y-Y					
PISO	Desplazamiento absoluto (cm.)	Desplazamiento de entrepiso D(cm.)	h (cm.)	Distorsión de entrepiso D/h (‰)	Permitido D/h (‰)
Piso 1	0.3	0.3	270	1.08	7.0
Piso 2	0.9	0.6	270	2.27	7.0
Piso 3	1.7	0.8	270	2.95	7.0
Piso 4	2.6	0.9	270	3.25	7.0
Piso 5	3.5	0.9	270	3.28	7.0
Azotea	4.3	0.9	270	3.15	7.0

Ahora se estudiará si existe irregularidad torsional según la Norma de diseño Sismorresistente E-030.

Para esto hallamos los desplazamientos de entrepiso del centro de masa que es lo mismo que hallar el promedio entre el desplazamiento de entrepiso máximo y el desplazamiento de entrepiso de la esquina opuesta como lo establece la Norma Sismorresistente E-030.

Considerando la altura de entrepiso 270cm. y 0.007 la distorsión de entrepiso máxima permitida ( $D/h$ ), resulta que el desplazamiento de entrepiso máximo permitido es 1.89cm., Por lo tanto el 50% del dicho desplazamiento es 0.945cm.

**Dirección X-X:** La tabla 21 presenta los desplazamientos de entrepiso del centro de masa.

**Tabla 21. Desplazamientos del centro de masa en la dirección X-X.**

PISO	Desplazamiento absoluto (cm.)	Desplazamiento de entrepiso D(cm.)
Piso 1	0.32	0.32
Piso 2	0.95	0.63
Piso 3	1.78	0.82
Piso 4	2.67	0.90
Piso 5	3.58	0.91
Azotea	4.45	0.87

El mayor desplazamiento de entrepiso del centro de masa que es igual al desplazamiento de entrepiso promedio se da en el quinto nivel y es 0.91 cm., el cual es menor a 0.945cm., por lo tanto la estructura no tiene problema de irregularidad torsional en esta dirección.

**Dirección Y-Y:** La tabla 22 presenta los desplazamientos de entrepiso del centro de masa.

**Tabla 22. Desplazamientos del centro de masa en la dirección Y-Y.**

PISO	Desplazamiento absoluto (cm.)	Desplazamiento de entrepiso D(cm.)
Piso 1	0.22	0.22
Piso 2	0.70	0.47
Piso 3	1.32	0.62
Piso 4	2.01	0.69
Piso 5	2.71	0.70
Azotea	3.38	0.68

El mayor desplazamiento de entrepiso del centro de masa que es igual al desplazamiento de entrepiso promedio se da en el quinto nivel y es 0.70 cm., el cual es menor a 0.945cm., por lo tanto la estructura no tiene problema de irregularidad torsional en esta dirección.

Se concluye que el edificio de acuerdo a la Norma E.060 Diseño Sismorresistente no presenta irregularidad torsional. Sin embargo por simple inspección y observando la tabla 16 se puede presumir que el edificio va a tener problemas de torsión en la dirección Y, por esto se analiza la segunda condición de irregularidad torsional, la

misma que establece que si el desplazamiento máximo es 1.3 veces más grande que el desplazamiento promedio la estructura califica como irregular, siempre y cuando se cumpla con la primera condición que ya fue analizada y descartada. La tabla 22a presenta el análisis de la segunda condición.

**Tabla 22a. Desplazamientos del centro de masa en la dirección Y-Y.**

NIVEL	D prom.(cm)	D max.(cm.)	D max / Dprom.	CONCLUSION
01TECHO	0.22	0.29	1.31	IRREGULAR
02TECHO	0.70	0.90	1.30	REGULAR
03TECHO	1.32	1.70	1.29	REGULAR
04TECHO	2.01	2.58	1.28	REGULAR
05TECHO	2.71	3.46	1.28	REGULAR
06TECHO	3.38	4.31	1.28	REGULAR

En la tabla 22a se observa que en todos los pisos la relación entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento promedio es cercano a 1.3, superándose solo en el primer piso. Por lo ya explicado en el párrafo anterior la Norma E.030 establece que se deben de cumplir las dos condiciones para que la estructura califique como irregular lo cual no es caso. Se puede dejar claro que observando la tabla 22a la estructura va a tener problemas de torsión.

Cumpliendo la Norma se concluye que la estructura es regular.

#### 5.5.4. Junta sísmica.

Para terminar con el estudio de los desplazamientos laterales, se tiene que calcular la junta de separación sísmica.

La Norma de Diseño Sismorresistente E0.30 establece que para evitar el contacto entre dos edificaciones adyacentes durante un movimiento sísmico, estas se deben separar una distancia "S". Dicha junta (S) no debe de ser menor que 3cm., 2/3 de la suma de los desplazamientos de las estructuras adyacentes ni menor de:

$$S = 3 + 0.004(h-500),$$

Donde: h es la altura de la estructura medida desde el nivel natural del terreno hasta el nivel considerado para evaluar S; h y S en cm.

La norma de diseño sismorresistente E.030 también establece que la edificación se debe retirar de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores que  $2/3$  del desplazamiento máximo calculado de la edificación, ni  $S/2$ .

Como no se conocen los desplazamientos máximos superiores de las edificaciones vecinas, se procede a retirar la edificación del límite de propiedad las distancias establecidas en la última condición.

Para la dirección X-X el desplazamiento máximo es de 4.80cm. por tanto:

$$\text{Junta sísmica} > 2/3 (4.80) > 3.20\text{cm.}$$

$$\text{Junta sísmica} > 3.00\text{cm.}$$

Con la fórmula que considera la altura del edificio tenemos:

$$\text{Para } h = 1620\text{cm: } S = 3 + 0.004(1620-500) = 7.48\text{cm, } S/2 = 3.74\text{cm.}$$

Se decide separar el edificio 5.00cm. del límite de propiedad en la dirección X-X.

Para la dirección Y-Y el desplazamiento máximo es de 4.31cm. por tanto:

$$\text{Junta sísmica} > 2/3 (4.31) > 2.87\text{cm, Junta sísmica} > 3.00\text{cm.}$$

Considerando la altura del edificio tenemos:

$$\text{Para } h = 1620\text{cm: } S = 3 + 0.004(1620-500) = 7.48\text{cm, } S/2 = 3.74\text{cm.}$$

Se decide separar el edificio 5.00cm. del límite de propiedad en la dirección Y-Y.

#### 5.5.5. Resultados de fuerzas internas.

En la figura 20 se presenta una planta típica con los elementos verticales sismorresistentes tal como se han definido en el programa SAP 2000, para poder ubicarnos mejor de que elemento en particular estamos hablando.

Luego en la tabla 23 se dan los esfuerzos internos (carga axial, fuerza cortante y momento flector) de dichos elementos nombrados en la figura 20, los esfuerzos ya se encuentran amplificados por los factores "f" hallados anteriormente para cada dirección.

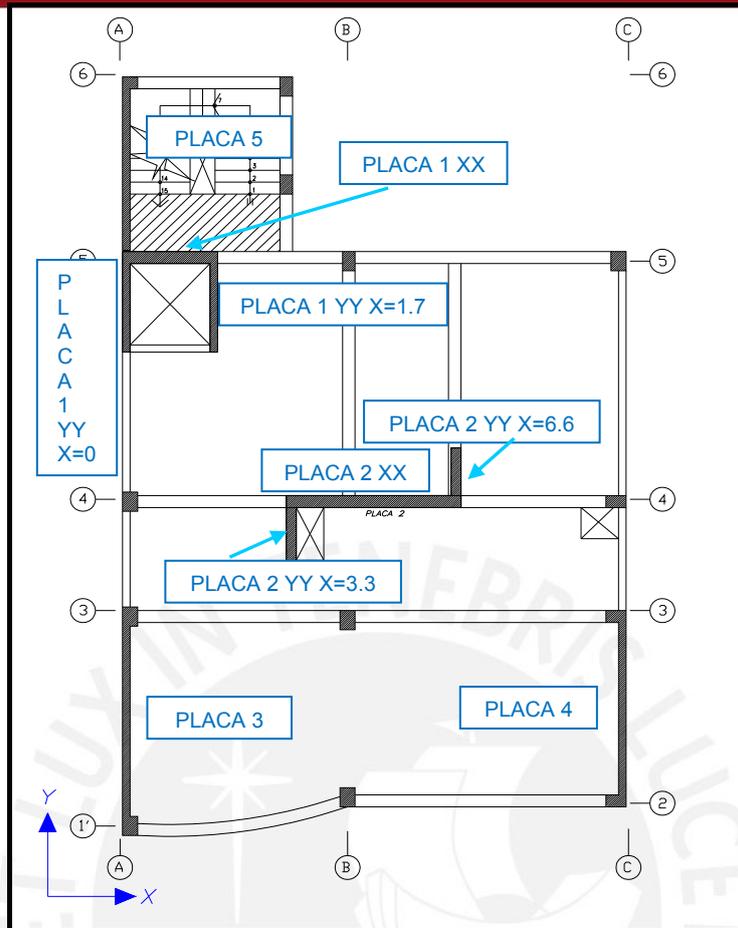


FIGURA 20. Principales elementos verticales sismorresistentes.

Como ya se explicó anteriormente la nomenclatura utilizada se puede explicar con el siguiente ejemplo:

PLACA 2 YY X=3.3, quiere decir la porción de placa 2 que actúa en la dirección YY, la cual está ubicada en la ordenada X=3.3m.

Tabla 23. Fuerzas internas del primer piso – Análisis dinámico .

Elemento	Sismo XX			Sismo YY		
	Axial (ton.)	Corte (ton.)	Momento (ton. x m.)	Axial (ton.)	Corte (ton.)	Momento (ton. x m.)
Placa 1 YY X=0	7.5	4.0	23.8	11.3	7.9	50.5
Placa 1 YY X=1.7	--	4.3	30.3	--	7.2	50.7
Placa 1 XX	18.4	19.8	110.9	18.0	18.8	107.3
Placa 2 YY X=3.3	0.0	3.3	14.7	--	4.7	25.8
Placa 2 YY X=6.6	4.6	7.0	28.1	5.8	8.8	47.1
Placa 2 XX	6.0	77.3	660.0	7.2	60.1	515.8
Placa 3	7.4	15.6	161.8	23.0	32.5	344.0
Placa 4	27.2	39.6	323.5	33.5	48.9	403.3
Placa 5	--	6.7	52.7	--	13.6	112.1

A manera de ejemplo se muestra en la figura 21 y 22 los momentos flectores y fuerzas cortantes respectivamente, de las vigas del eje C, para las solicitaciones sísmicas en la dirección Y-Y del análisis dinámico.

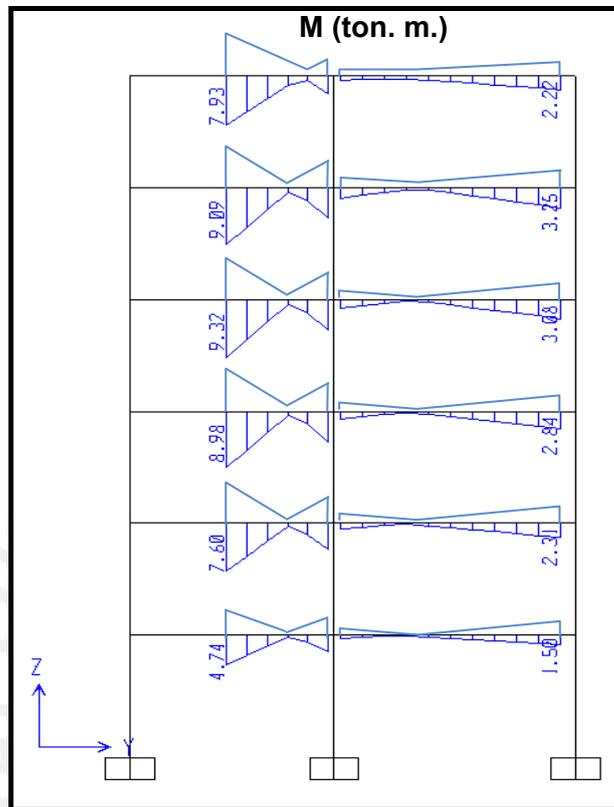


FIGURA 21. Diagrama de momentos flectores para solicitaciones sísmicas.

Se puede notar que las mayores solicitaciones de momentos flectores se dan del tercer al quinto nivel y son del orden de 9.00 ton. x m.

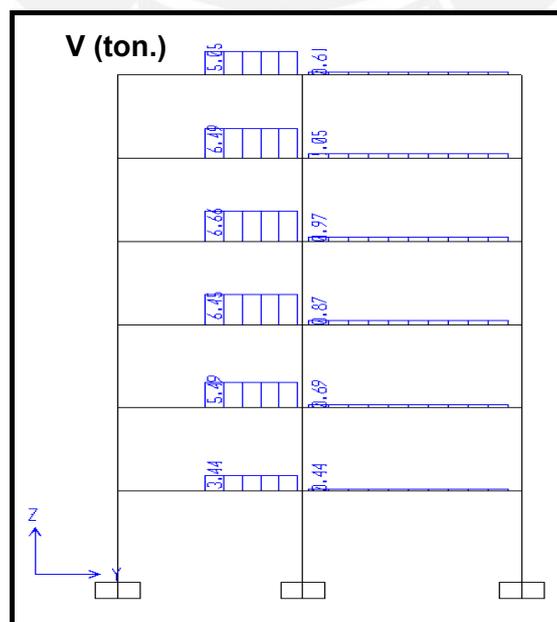


FIGURA 22. Diagrama de fuerzas cortantes para solicitaciones sísmicas.

Se observa también que las mayores fuerzas cortantes se dan entre el tercer y quinto nivel en la viga que está conectada con la placa 4, y son del orden de 6.5 ton.

En la figura 23 se presenta la fuerza cortante de los elementos verticales del pórtico ubicado en el eje C (Placa 4), se toma este eje porque por simple inspección se conoce que es el más afectado por la torsión que se genera en el instante que actúa el sismo en la dirección Y-Y.

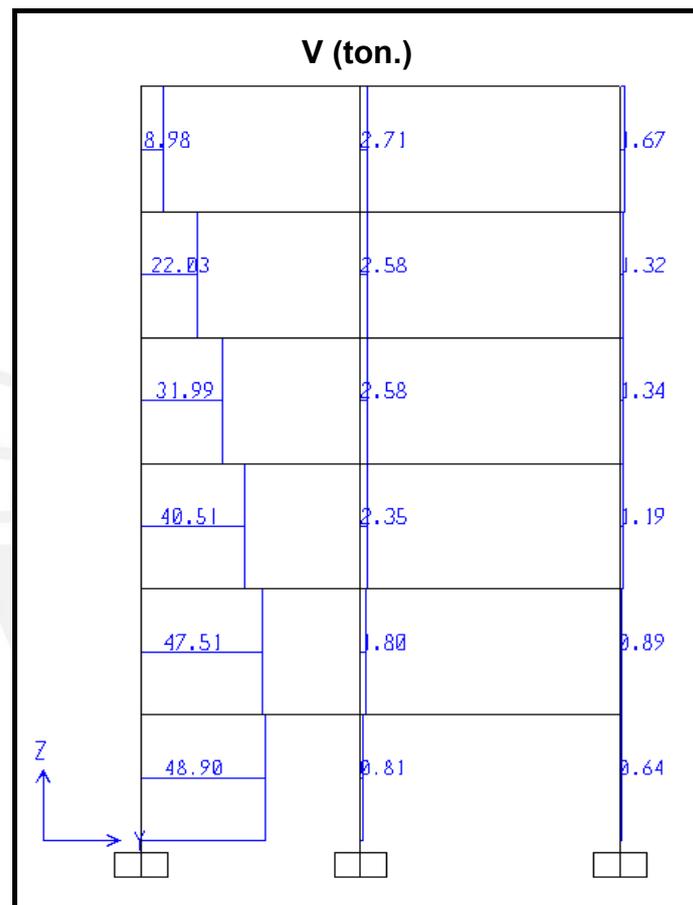


FIGURA 23. Diagrama de fuerzas cortantes en elementos verticales del eje C para solicitaciones sísmicas.

### 5.5.6. Análisis traslacional.

Para tener una idea del comportamiento de la estructura cuando solo se traslada en una dirección sin sufrir algún tipo de torsión, se realizaron los análisis traslacionales en las dos direcciones principales del edificio (X e Y). Estos análisis se realizaron solo con la intervención de los pórticos planos resistentes en la dirección de análisis estudiada.

Como ya se explicó anteriormente para este análisis solo se permite el desplazamiento en la dirección de análisis y en el eje vertical (Z), así como la rotación solo en el eje perpendicular al de análisis.

Como ejemplo se muestra en la figura 24 el cuadro de opciones de análisis del programa SAP 2000, donde se activan los grados de libertad requeridos para el análisis traslacional en la dirección X-X.

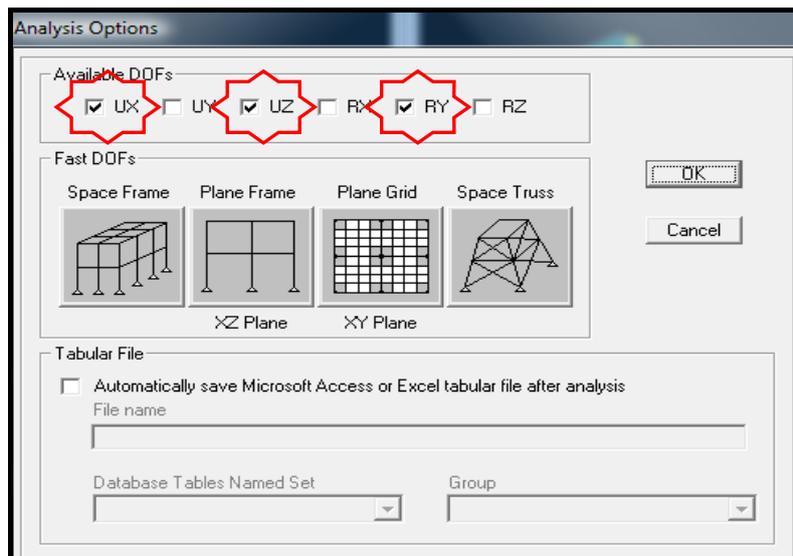


FIGURA 24. Grados de libertad disponibles para análisis traslacional X-X.

En la figura 25 y 26 se presenta solo el primer nivel del modelo, donde se pueden observar los pórticos planos tomados en cuenta que se supone van a trabajar cuando el sismo ocurra en la dirección X ó Y respectivamente. En este análisis, al nudo maestro o centro de masa solo se le asigna masa y en la dirección que se va a evaluar a la estructura.

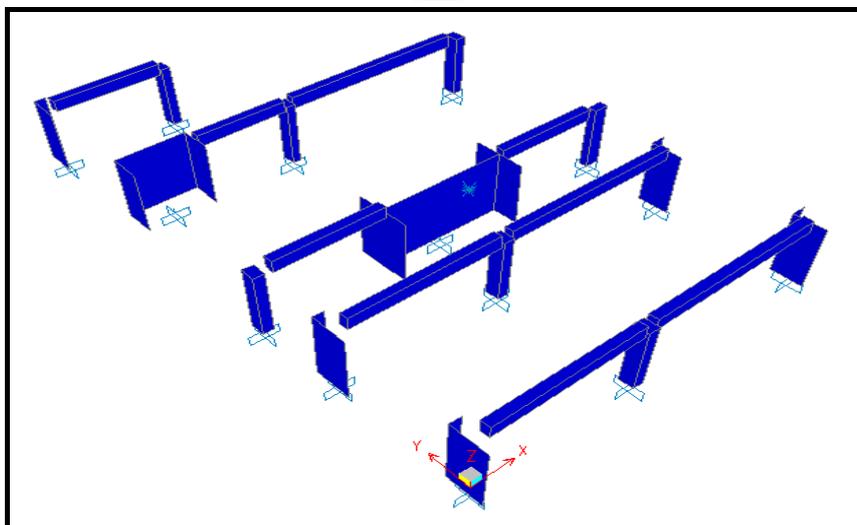


FIGURA 25. Pórticos planos en la dirección X-X.

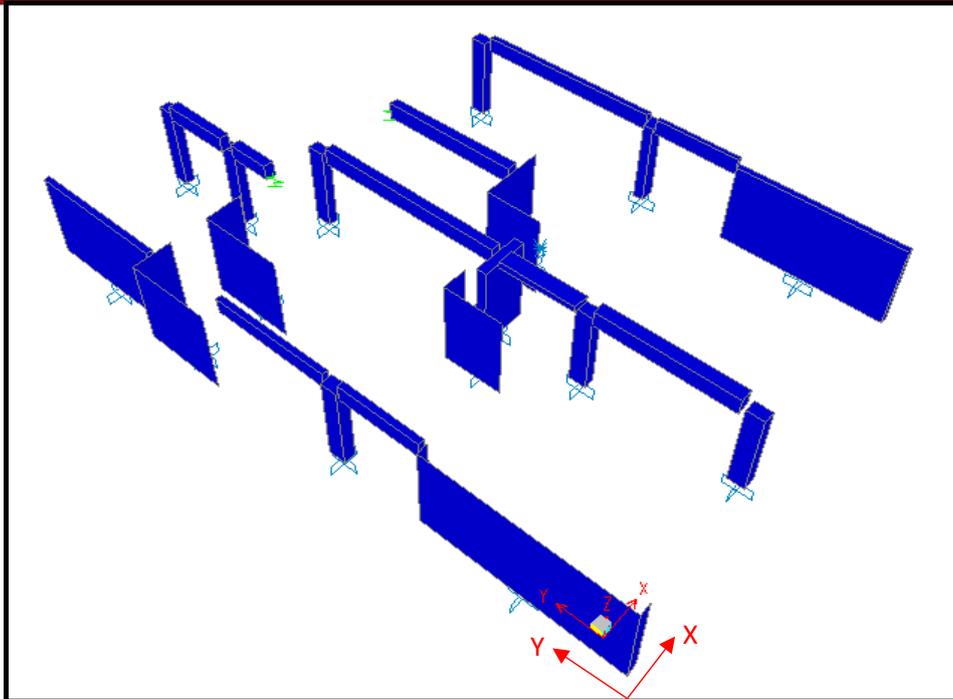


FIGURA 26. Pórticos planos en la dirección Y-Y.

La tabla 24 presenta los modos de vibración para los dos análisis traslacionales, mientras que la tabla 25 muestra los cortantes basales dinámicos con sus respectivos factores de amplificación (f).

Tabla 24. Modos de vibración.

Traslacional X - X			Traslacional Y - Y		
Modo	Periodo (T) s.	%Masa Participante	Modo	Periodo (T) s.	%Masa Participante
1	0.40	71	1	0.34	70
2	0.09	19	2	0.07	20
3	0.04	6	3	0.03	6

Tabla 25. Cortantes basales.

	V estático (ton.)	80% Vestático (ton.)	V dinámico X-X (ton.)	V dinámico Y-Y (ton.)	Factor "f"
Traslacional X-X	129	103	96	0	1.07
Traslacional Y-Y	129	103	0	95	1.08

En la figura 27 se muestra las solicitaciones sísmicas por corte en los elementos verticales del eje C en la dirección Y-Y. Los cortantes ya se encuentran amplificados.

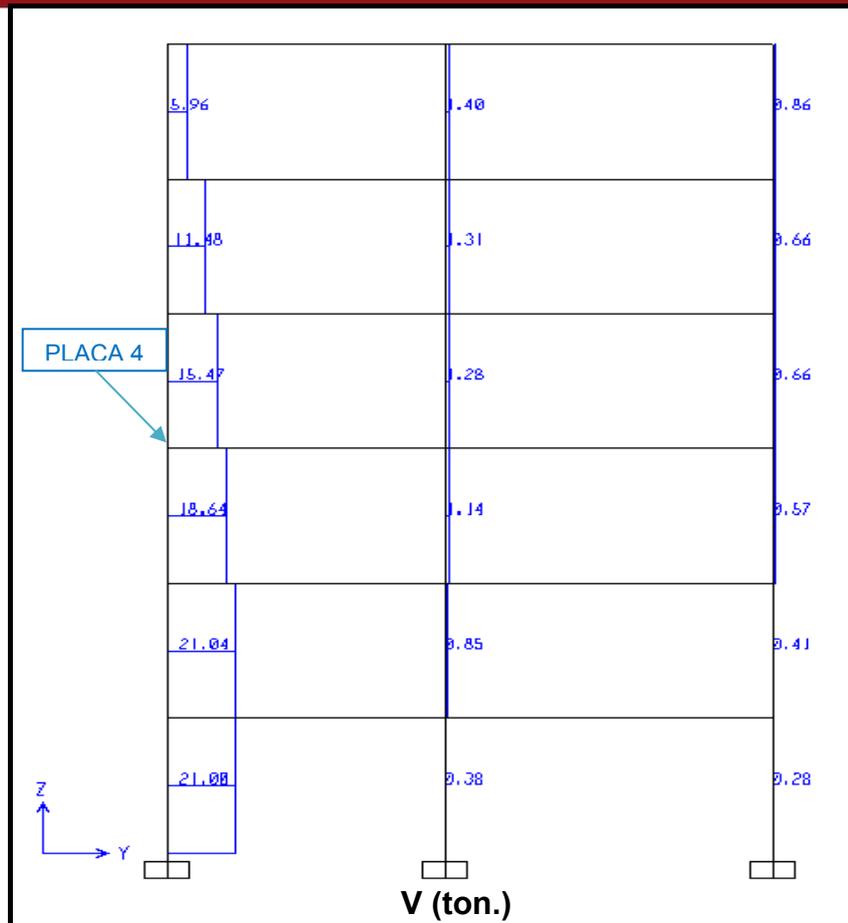


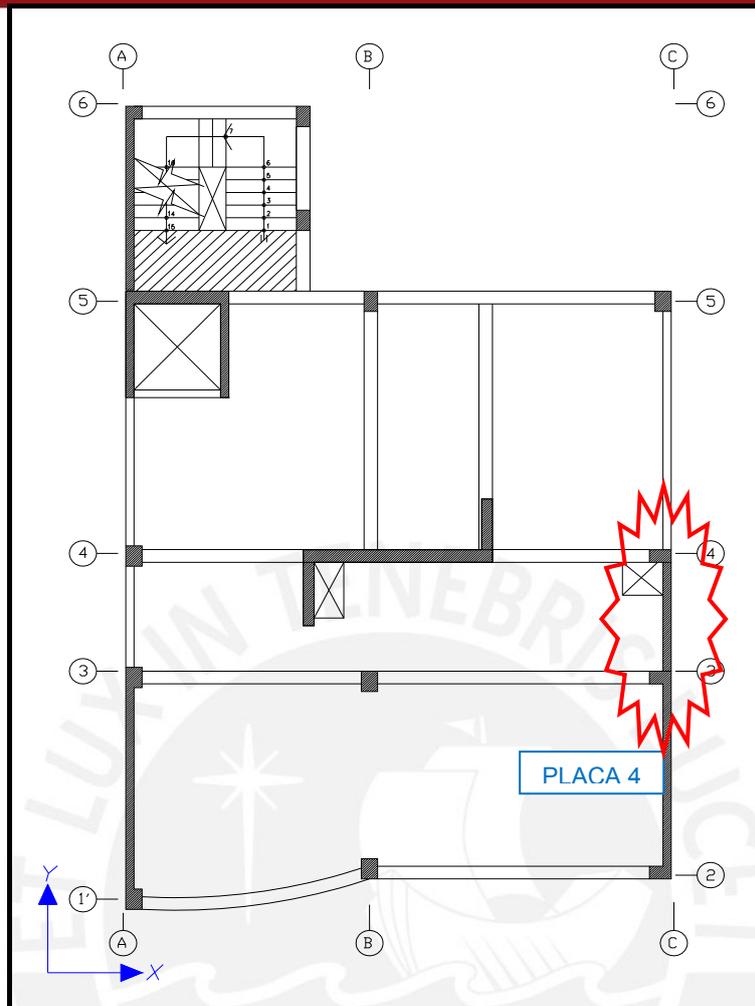
FIGURA 27. Diagrama de fuerzas cortantes eje C.

### 5.6. Comparación entre los análisis realizados.

En vista de que se observó que la estructura tenía problemas de torsión y dispersión de la masa participante en los diferentes modos de vibración, cuando el sismo actúa en la dirección Y, se decidió hacerle una modificación a la estructura solo para comparar los resultados con los análisis ya descritos.

Sin embargo cabe resaltar que la estructura no califica como estructura irregular como ya se comprobó en el acápite 5.5.3.

El cambio consiste en alargar la placa 4 desde el eje 3 hasta el eje 4, para darle mayor rigidez al pórtico ubicado en el eje 4, el cambio se muestra en la figura 28.



**FIGURA 28. Planta típica con cambio en Placa 4.**

### 5.6.1. Comparación de periodos.

En este acápite se presentan los diferentes periodos en cada dirección principal de la estructura. Los modelos que se comparan son los siguientes:

- Modelo en traslación pura en una dirección (X ó Y), actuando solo los pórticos en la dirección de análisis (MODTXX, MODTTY).
- Modelo completo considerando tres grados de libertad por piso (MOD3D ORIGINAL).
- Modelo completo considerando tres grados de libertad por piso de la estructura modificada (ESTMOD3D).
- Modelo de la estructura modificada en traslación pura (ESTMODTXX, ESTMODTTY).

En la tabla 26 se presenta los resultados de los periodos obtenidos para los cuatro modelos antes mencionados.

**Tabla 26. Comparación de periodos (T).**

	Modo	Periodo XX (Tx) s.	% Masa efectiva	Modo	Periodo YY (Ty) s.	% Masa efectiva
MODTXX	1	0.40	71	--	--	--
	2	0.09	19	--	--	--
	3	0.04	6	--	--	--
MODTYY	--	--	--	1	0.34	70
	--	--	--	2	0.07	20
	--	--	--	3	0.03	6
MOD3D ORIGINAL	1	0.46	28	1	0.46	23
	2	0.38	41	2	0.38	25
	3	0.27	2	3	0.27	23
	4	0.11	9	4	0.11	5
	5	0.09	10	5	0.09	7
	6	0.06	--	6	0.06	8
EST MOD 3D	1	0.41	69	2	0.30	62
	4	0.1	19	3	0.26	8
	7	0.04	6	5	0.07	16
	--	--	--	8	0.03	4
ESTMOD TXX	1	0.40	72	--	--	--
	2	0.09	19	--	--	--
	3	0.04	6	--	--	--
ESTMOD TYY	--	--	--	1	0.29	70
	--	--	--	2	0.06	20
	--	--	--	3	0.03	6

#### 5.6.1.1. Comentarios.

- En la tabla 25 se observa que los periodos en los análisis puramente traslacional (MODTXX, MODTYY) están bien definidos, esto se puede concluir después de observar las masas participantes. Lo mismo ocurre con los periodos de la estructura modificada (EST MOD 3D), es decir a la que se le alargó la Placa 4.
- En el modelo original (MOD 3D ORIGINAL), es decir el que se va a utilizar para el diseño, se puede apreciar que las masas participantes están dispersas en los diferentes modos, e incluso es necesario recurrir hasta el modo 6 para poder lograr que la sumatoria de las masas participantes supere el 90%, tal como lo indica la Norma de diseño Sismorresistente E.030.

- Comparando el modelo original y el modificado se observa que en el modificado al ponerle la placa, las masas participantes ya no se reparten en diferentes modos y existe un modo predominante, lo cual no ocurre en el modelo original, siendo incluso un solo periodo para las dos direcciones X e Y.

### 5.6.2. Comparación entre cortantes basales.

En este acápite se presenta los cortantes basales que dan como resultado de analizar a la estructura en los diferentes análisis los cuales son:

- Análisis traslacional puro en una dirección X (MODTXX) ó Y (MODTTY).
- Análisis considerando tres grados de libertad por piso de la estructura original (MOD 3D ORIGINAL).
- Análisis considerando tres grados de libertad por piso de la estructura modificada (EST MOD 3D).
- Análisis estático.

En la tabla 27 se pueden apreciar los cortantes basales para los diferentes modelos analizados incluyendo el análisis estático.

**Tabla 27. Comparación de cortantes basales (V).**

	V dinámico XX (ton.)	V dinámico YY (ton.)	V estático XX (ton.)	V estático YY (ton.)	80% V estático (ton.)	fx	fy
MODTXX	96	--	129	--	103	1.08	--
MODTTY	--	95	--	129	103	--	1.09
<b>MOD3D ORIGINAL</b>	72	60	129	129	103	1.43	1.72
EST MOD 3D	91	89	129	129	103.2	1.13	1.16
ANÁLISIS ESTÁTICO	--	--	129	129	--	--	--

### 5.6.2.1. Comentarios.

- Lo más saltante que se puede observar en la tabla 27 es el valor de amplificación tan alto que se le tiene que aplicar al cortante basal dinámico en el sentido Y-Y, para el modelo 3D original ( $f_y = 1.72$ ). Esto se explica por la torsión que se genera debido a la disposición de las placas en planta.
- Al modificar la estructura (EST MOD 3D), es decir cuando se disponen las placas de tal manera que se tienen placas de manera simétrica en planta, la estructura tiene un mejor comportamiento, esto se puede notar al observar los cortantes dinámicos de la estructura modificada. Tanto el cortante dinámico en el sentido XX como en el sentido YY, actúan casi al 100% en cada dirección, es decir los cortantes dinámicos se encuentran desacoplados, no ocurriendo así con la estructura original que los cortantes dinámicos se encuentran acoplados y es por esto que resultan ser bajos.
- En los análisis traslacionales (MODTXX y MODTTY), se tienen cortantes dinámicos casi del orden que si se tuviera la estructura modificada, se podría utilizar este análisis, el defecto de este análisis es que no toma en cuenta la torsión que va sufrir la estructura. Además la Norma E.030 especifica que las descargas en los elementos estructurales debido a la torsión no se deben de tomar en cuenta, por lo que para el diseño se van a tomar en cuenta los resultados del análisis traslacional.

### 5.6.3. Comparación de fuerzas cortantes en placas.

A manera de ejemplo en este acápite se va a estudiar como varían los cortantes en las placas de un pórtico en el sentido X-X y otro en Y-Y, para los diferentes análisis realizados.

Para el sismo en el sentido XX se presentará los diagramas de fuerzas cortantes para la placa 2 del pórtico principal en este sentido, es decir el que se encuentra ubicado en el eje 4.

En la figura 29 se presenta una elevación en 3D del pórtico del eje 4, tal como se ha modelado.

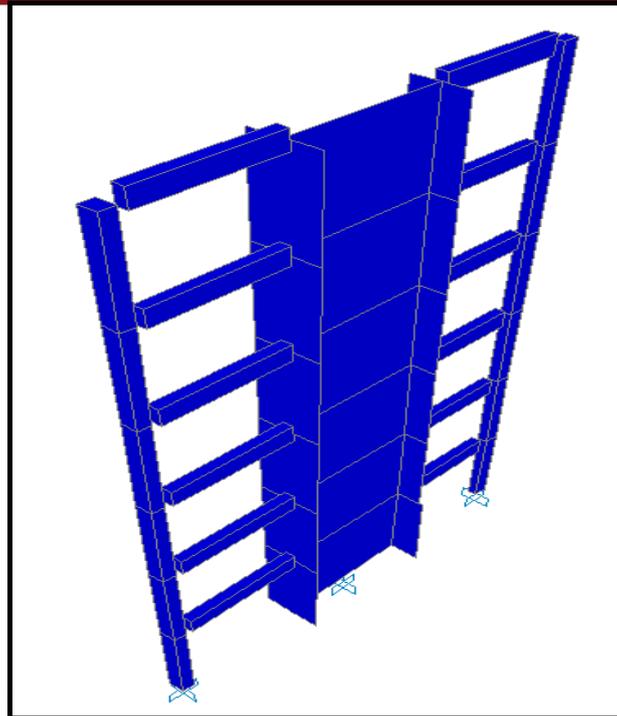


FIGURA 29. Pórtico ubicado en el eje 4 para el sentido X-X.

En la figura 30, 31 y 32 se muestran los diagramas de fuerzas cortantes para el sismo en el sentido X-X de la placa 2 ubicada en el eje 4, para el análisis dinámico traslacional en el sentido X-X, el análisis estático y el análisis dinámico considerando tres grados de libertad por piso (3D) respectivamente. Los resultados ya se encuentran amplificados por sus respectivos factores.

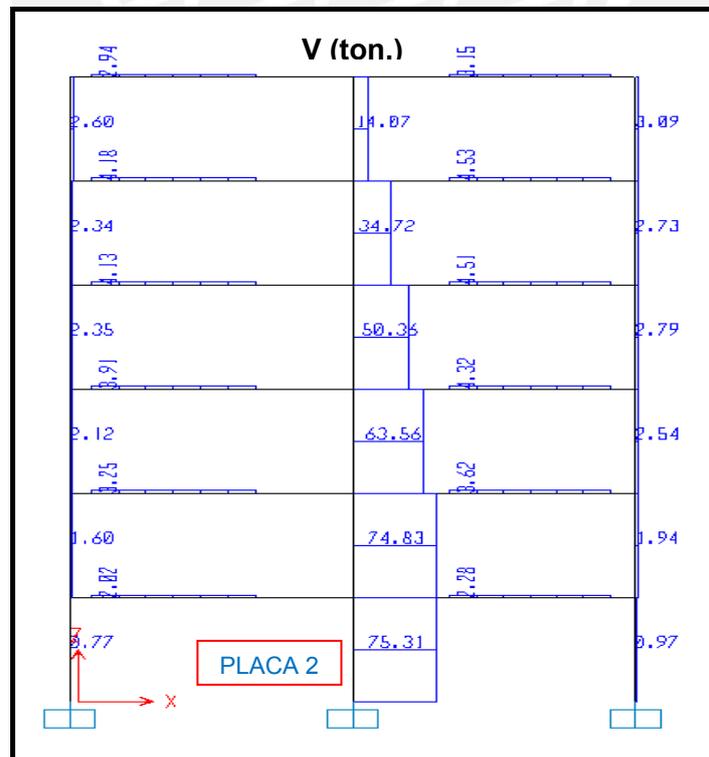


FIGURA 30. Diagrama de fuerza cortante de Placa 2. Análisis dinámico traslacional XX.

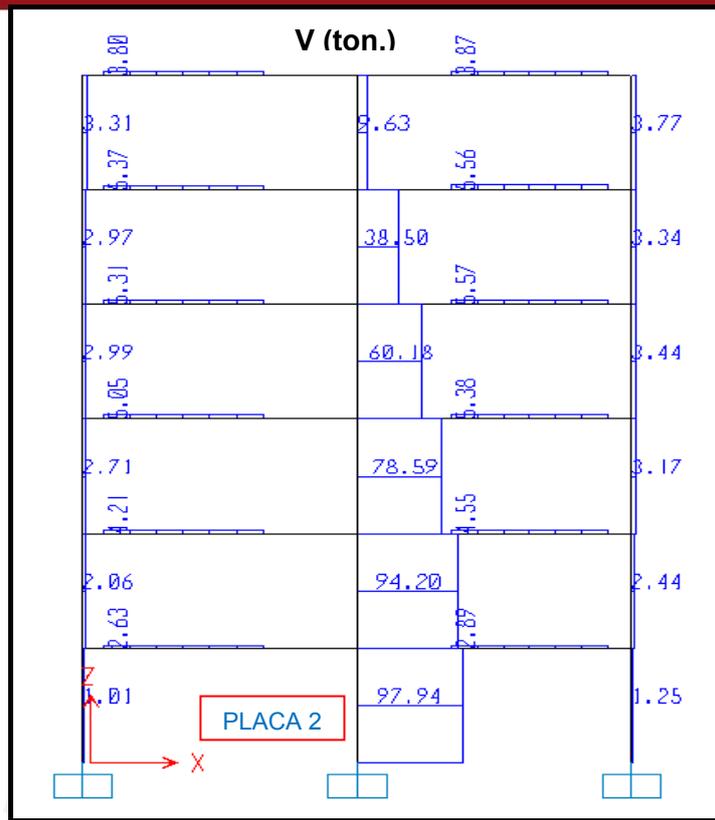


FIGURA 31. Diagrama de fuerza cortante de Placa 2. Análisis Estático 3D.

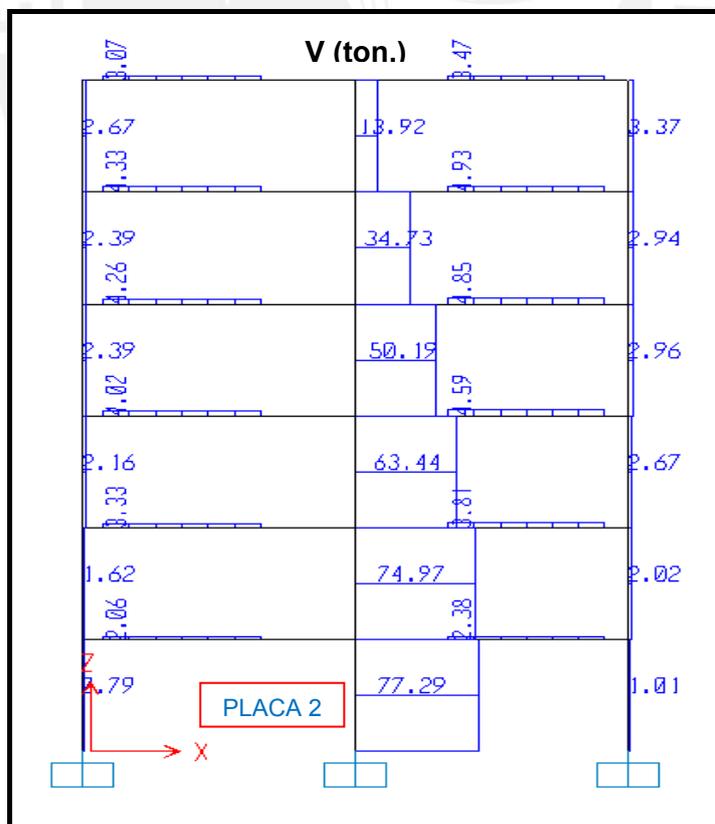


FIGURA 32. Diagrama de fuerza cortante de Placa 2. Análisis dinámico 3D.

Para el caso del sismo en el sentido Y-Y, el pórtico elegido como ejemplo es el del eje C el cual incluye la placa 4, se escoge este pórtico debido a que se considera que es el que más variación va a experimentar para los análisis tridimensional y el traslacional.

Para tener una idea de la fuerza cortante que tomaría la Placa 4 (placa alargada) en la estructura modificada la cual está siendo usada solo con fines comparativos, también se mostrará su diagrama de fuerzas cortantes.

En la figura 33, 34 y 35 se muestran los diagramas de fuerzas cortantes para el caso del sismo en el sentido Y-Y de la placa 4 original ubicada en el eje 4, para el análisis dinámico traslacional en el sentido Y-Y, el análisis estático y el análisis dinámico considerando tres grados de libertad por piso (3D) respectivamente.

Mientras que la figura 36 presenta el diagrama de fuerzas cortantes de la Placa 4 modificada, para el análisis dinámico considerando tres grados de libertad por piso.

Todos los resultados ya se encuentran amplificados por sus respectivos factores.

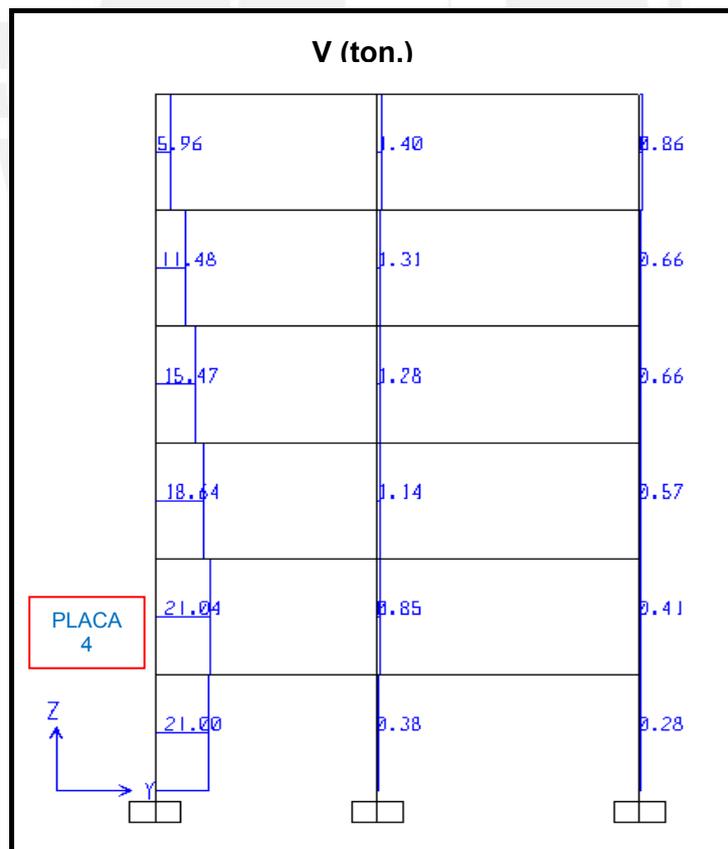


FIGURA 33. Diagrama de fuerza cortante de Placa 4. Análisis dinámico traslacional YY.

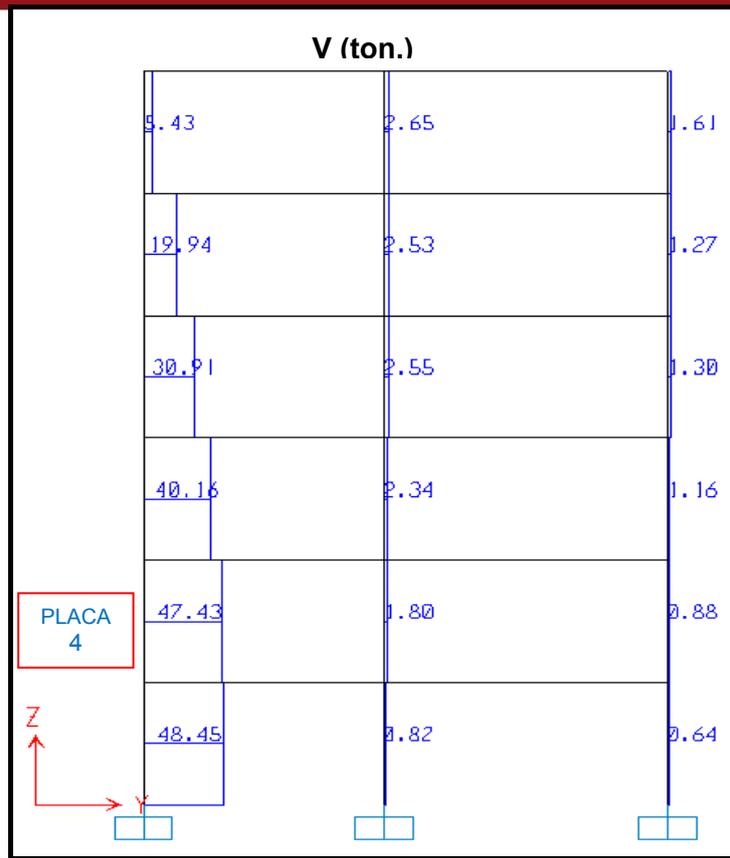


FIGURA 34. Diagrama de fuerza cortante de Placa 4. Análisis Estático 3D.

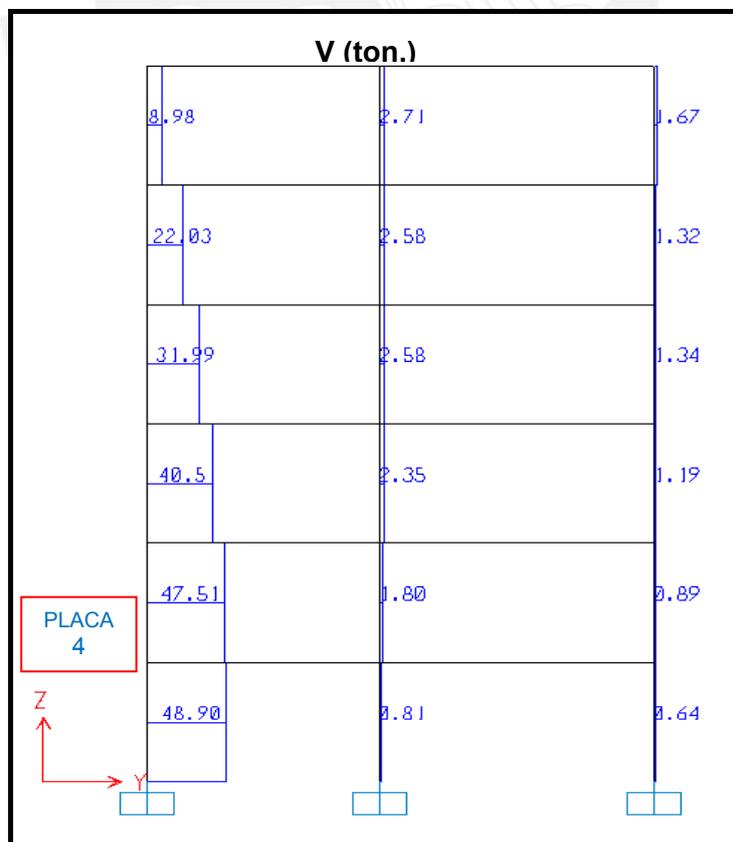


FIGURA 35. Diagrama de fuerza cortante de Placa 4. Análisis dinámico 3D.

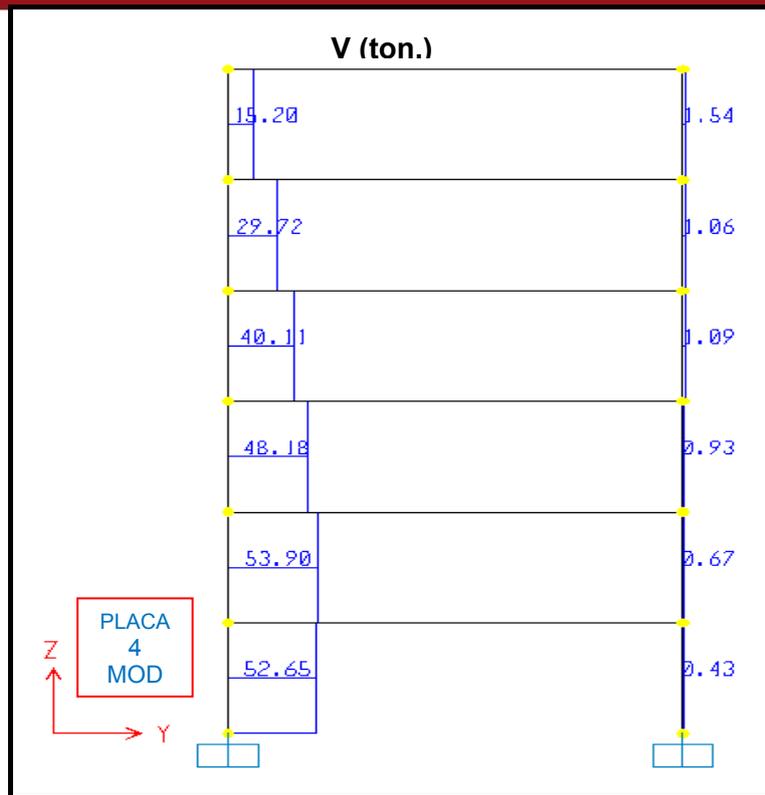


FIGURA 36. Diagrama de fuerza cortante de Placa 4 Modificada. Análisis dinámico 3D.

### 5.6.3.1. Comentarios.

En la dirección X-X:

- Se puede apreciar que las fuerzas cortantes de la Placa 2, considerando un análisis dinámico traslacional ó un análisis dinámico con tres grados de libertad por piso, son ligeramente parecidas, esto parece lógico ya que el edificio cuando está sometido a un sismo en la dirección X-X no debería experimentar algún tipo de rotación, es decir debería tener un desplazamiento casi horizontal en una sola dirección.

Se puede considerar así porque la placa del ascensor la cual podría generar algún tipo de giro en la estructura, en comparación con la Placa en estudio (Placa 4), tiene una inercia considerablemente menor.

- La Norma E.030 Diseño sismorresistente establece, que si un elemento de la estructura toma el 30% o más de la fuerza cortante total horizontal en cualquier entrepiso, este deberá diseñarse con el 125% de la fuerza que recibe.

La placa 2 está tomando aproximadamente el 75% del cortante basal, por tanto se tendría que tener en cuenta lo que establece la Norma mencionada.

### En la dirección Y-Y:

- La fuerza que toma la Placa 4 en un análisis traslacional es 21.0 ton. mientras que si se analiza la estructura considerando tres grados de libertad por piso (3D) toma 48.9 ton., dicha diferencia es debido a la torsión que sufre el edificio cuando el sismo actúa en la dirección Y-Y cuando lo dejamos libre en sus tres grados de libertad por piso. Es decir cuando viene el sismo encuentra que para un lado de la estructura (eje A) existe buena densidad de placas, esto es como si la estructura se encuentre anclada en este eje, mientras que para el lado opuesto (eje C) donde se encuentra la Placa 2 encuentra a dicha placa sola con mucha menor rigidez que la suma de las rigideces de las placas del eje A, dicho efecto hace que la estructura tienda a desplazarse más en el eje con menor rigidez (eje C), absorbiendo así mayor fuerza lateral.

Cuando se restringe a la estructura a solo poder desplazarse en la dirección Y-Y sin la posibilidad de rotar, entonces todos los puntos de la planta se desplazan lo mismo por pertenecer a un diafragma rígido, tomando así cada placa una fuerza cortante proporcional a su rigidez lateral.

El efecto anteriormente descrito explica el porqué en el análisis traslacional la Placa 4 toma menor fuerza cortante, mientras ocurre lo contrario con la placa 3.

- En el análisis estático la fuerza cortante que toma la Placa 4 es del orden de 48.5 ton. valor similar al que toma en el análisis dinámico considerando tres grados de libertad por piso, esto se explica por el factor de amplificación aplicado a este último análisis.
- Así como la placa del eje C, es decir la placa 4 en el análisis dinámico considerando tres grados de libertad, se ve afectada por efecto de la torsión, las placas ubicadas en el eje A el cual tiene buena cantidad de las mismas se ven favorecidas, es decir en términos simples se puede considerar que se descargan con respecto a que si se considera que la estructura solo se desplaza en el sentido Y-Y.

Para el diseño de estos elementos descargados por la torsión, se va a tomar en cuenta el caso más desfavorable, para así poder cubrir todas las posibilidades de cómo se va a comportar la estructura en la realidad.

- Cuando se crece la placa 4, logramos elevar la rigidez lateral del eje C, con lo cual se espera que la estructura mejore su comportamiento frente a la acción del sismo en la dirección Y-Y.

Se puede observar que a pesar de que la Placa 4 ha aumentado su rigidez lateral al crecer su longitud, el cortante que toma no crece considerablemente en comparación con el que toma la placa original, valores que se presentan en la figura 36 y 35 respectivamente (52.5 ton. vs. 49.0 ton.). Esto comprueba la premisa de que al hacer este cambio en la placa 4, el edificio ahora sí tiende solo a desplazarse en la dirección Y-Y y con ello se tiene un mejor comportamiento, como cuando se realizó la comparación de los periodos fundamentales de la estructura.

La tabla 27a presenta los valores utilizados para el diseño de la placa 4 considerando el factor de amplificación y además un 25% adicional el cual es establecido por la Norma por ser un elemento que toma más del 30% del total de la fuerza sísmica. Los valores tomados son del análisis considerando tres grados de libertad ya que si se toman los valores del análisis traslacional estos son menores.

**Tabla 27a. Fuerzas de diseño para el primer piso de la placa 4.**

Cargas	P (ton.)	M (ton.m)	V (ton.)
Carga muerta	86	--	--
Carga viva	15	--	--
Sismo Y-Y	42	510	62

## 6. DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS.

Los losas y las vigas son elementos que generalmente trabajan a flexión y corte. En cada sección se debe cumplir que la resistencia nominal en flexión ( $M_n$ ) o en corte ( $V_n$ ) afectada por su respectivo factor de reducción ( $\phi$ ), debe de ser mayor que las solicitaciones últimas en cada caso,  $M_u$  y  $V_u$  respectivamente. En este capítulo se toma en consideración las disposiciones establecidas por la Norma E-060 de Concreto Armado.

Para hallar las solicitaciones últimas ( $M_u$  y  $V_u$ ), se hizo uso del programa VIGA (Referencia 10), el cual permite calcular las fuerzas internas y obtener las envolventes de las diferentes combinaciones.

### 6.1. Diseño por flexión.

**Consideraciones generales.** Las secciones de un elemento de concreto armado tienen una resistencia nominal ( $M_n$ ) a flexión que está dada por el par de fuerzas otorgadas por la compresión en el concreto y por la tracción en el acero. Dicha fuerza se alcanza cuando el concreto llega a su máxima deformación ( $\epsilon_{cu}=0.003$ ) o cuando el acero llega a su esfuerzo de fluencia ( $F_y=4200\text{kg/cm}^2$ ). Lo que determina el tipo de falla es la cantidad de acero existente en la sección.

Una manera de medir la cantidad de acero es mediante la cuantía ( $\rho$ ), la cual se define como la relación entre el área de acero y el área de la sección. Para secciones rectangulares como es nuestro caso tenemos:

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} ; \text{ Siendo: } b \text{ y } d \text{ la base y el peralte efectivo de la sección respectivamente.}$$

Cuando se da la falla en el concreto y en el acero de manera simultánea tenemos una falla balanceada y la cuantía recibe el nombre de cuantía balanceada ( $\rho_b$ ).

Para una sección de concreto armado lo ideal es que cuando tenga que fallar lo haga de manera dúctil, es decir que primero se busca que primero el acero llegue a la fluencia antes de que el concreto falle o llegue a su máxima deformación.

El objetivo de este criterio es disipar energía y que no ocurra una falla frágil que se da cuando el concreto falla en compresión.

La figura 37 presenta las condiciones de una sección de concreto armado con acero solo en la parte inferior (positivo), para que se produzca la falla por tracción en el acero dado un momento positivo (antihorario).

El acero se considera que tiene un comportamiento elastoplástico, mientras que para el concreto se considera que cuando llega a la falla tiene un diagrama rectangular de esfuerzos llamado el rectángulo de Whitney.

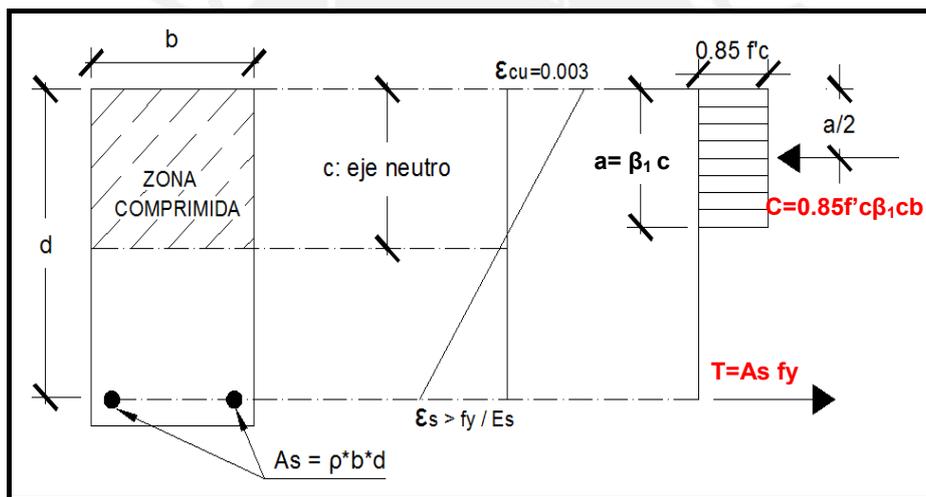


FIGURA 37. Diagrama de esfuerzo y deformación de una sección en falla dúctil.

El eje neutro (c) se determina realizando un equilibrio entre las fuerzas de compresión (C) en el concreto y tracción (T) en el acero, mientras que el Momento nominal es el momento producido por dichas fuerzas. Por tanto tenemos:

$$M_n = A_s \times f_y \times (d - a/2), \quad a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 f'_c \times b}$$

Para el caso de las viguetas que son secciones en forma de "T", se aplican las ecuaciones anteriores, con la salvedad que la base (b) puede variar si el bloque de

compresiones se encuentra totalmente dentro del ala (Momentos positivos) o del alma (Momentos negativos).

En la figura 38 se grafican los casos que se pueden presentar en una vigueta en forma de "T".

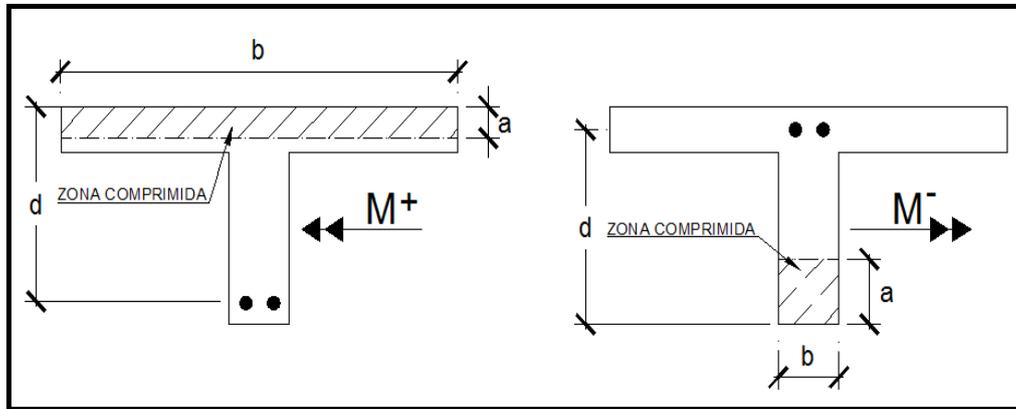


FIGURA 38. Casos de ubicación del bloque de compresiones en una vigueta "T".

**Acero máximo en flexión.** Para garantizar una falla dúctil, es decir que falle primero el acero de la sección, se debe de tener una cuantía de acero ( $\rho$ ) menor a la cuantía balanceada ( $\rho_b$ ), dicha sección recibe el nombre sección subreforzada. La norma E-060 Concreto Armado limita la cuantía de acero como máximo a 0.75 de la cuantía balanceada. Lo que resulta un acero máximo de:

$$A_{s_{max}} = 0.75\rho_b \cdot b \cdot d$$

**Acero mínimo en flexión.** Se debe proveer acero de tal manera que se garantice que la resistencia agrietada sea mayor a la no agrietada, ya que si por algún motivo se supera el momento que causa el agrietamiento ocurriría una falla frágil y repentina.

La Norma Peruana exige que el acero mínimo de cualquier sección en flexión, debe de ser tal que garantice que la resistencia de la sección agrietada debe de ser 1.5 veces el momento flector que causa el agrietamiento de la sección.

La idea anterior se resume en la siguiente fórmula:

$$M_u = 1.5M_{cr}$$

Siendo:  $M_{cr}$  = El momento que produce el agrietamiento.

En secciones **T**, generalmente el acero mínimo negativo es mayor que el positivo, esto se debe a que el volumen de concreto en tracción para la acción de un momento negativo es mayor que para uno positivo.

Para secciones rectangulares el acero mínimo establecido por la Norma Peruana viene dado por la siguiente fórmula:

$$A_s \text{ min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c} b \cdot d}{f_y}$$

Pero la Norma Peruana también nos da la opción de tener como mínimo un área de acero un tercio mayor al requerido por análisis.

En losas macizas el acero mínimo debe de colocarse en la zona de momento positivo llamado de retracción y temperatura y viene dado por la siguiente fórmula:

$$A_s \text{ min} = 0.0018 b \cdot h$$

Además se debe de cumplir que el espaciamiento no debe de exceder de tres veces el espesor de la losa ni de 0.45m.

### Detalles del refuerzo.

Anclaje. El acero de refuerzo ya sea en tracción o compresión, para alcanzar su esfuerzo de fluencia en un determinado punto necesita una longitud de anclaje a cada lado de dicho punto.

La longitud de anclaje se puede lograr con un anclaje recto ( $L_d$ ) o con una longitud recta ( $L_{dg}$ ) más un gancho estándar. El gancho estándar utilizado en este trabajo es a  $90^\circ$  y la Norma Peruana lo establece con una longitud igual a doce veces el diámetro de la barra de acero ( $d_b$ ) que se está doblando.

La figura 39 presenta un esquema del gancho estándar a  $90^\circ$ .

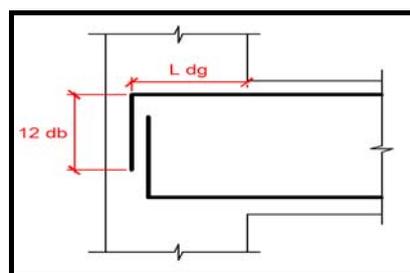


FIGURA 39. Gancho estándar a  $90^\circ$ .

Siendo  $L_{dg}$  el mayor de los siguientes resultados:

$$L_{dg} \geq 318 \cdot d_b / \sqrt{f'_c} ; \quad L_{dg} \geq 8 \cdot d_b ; \quad L_{dg} \geq 0.15 \text{ m.}$$

A continuación se presentan las ecuaciones para hallar la longitud de anclaje ( $L_d$ ) en tracción para las barras inferiores:

$$L_d \geq 0.06 \cdot A_b \cdot f_y / \sqrt{f'_c} ; \quad L_d \geq 0.006 \cdot d_b \cdot f_y ; \quad L_d \geq 0.30 \text{ m.}$$

Para las barras superiores en tracción se tienen que multiplicar las longitudes de anclaje halladas para las barras inferiores ( $L_d$ ) por 1.40, excepto los 0.30m, el cual queda igual.

Para las barras en compresión solo existe un juego de ecuaciones las cuales se muestran a continuación:

$$L_d \geq 0.08 \cdot d_b \cdot f_y / \sqrt{f'_c} ; \quad L_d \geq 0.004 \cdot d_b \cdot f_y ; \quad L_d \geq 0.20 \text{ m.}$$

La tabla 28 muestra un resumen de las longitudes de anclaje para los diferentes diámetros de acero de refuerzo, utilizando todas las ecuaciones presentadas anteriormente. Los resultados se han redondeado al inmediato superior en centímetros. Se considera un concreto de  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y un acero de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

**Tabla 28. Longitudes de anclaje.**

Barras de refuerzo			Barras inferiores en tracción ( $L_d$ ) cm.	Barras superiores en tracción ( $L_d$ ) cm.	Barras en compresión ( $L_d$ ) cm.	Gancho estándar ( $L_{dg}$ ) cm.
$\phi$	$d_b$ (cm.)	$A_b$ (cm <sup>2</sup> )				
8 mm.	0.80	0.50	20	30	20	20
3/8"	0.95	0.71	30	40	25	25
1/2"	1.27	1.29	40	50	30	30
5/8"	1.59	2.00	50	60	40	35
3/4"	1.91	2.84	60	70	50	45
1"	2.54	5.10	90	130	60	60

Corte y disposición del acero. La Norma Peruana establece una serie de disposiciones para el armado y corte de acero en vigas, dichas disposiciones establecidas se presentan en la figura 40.

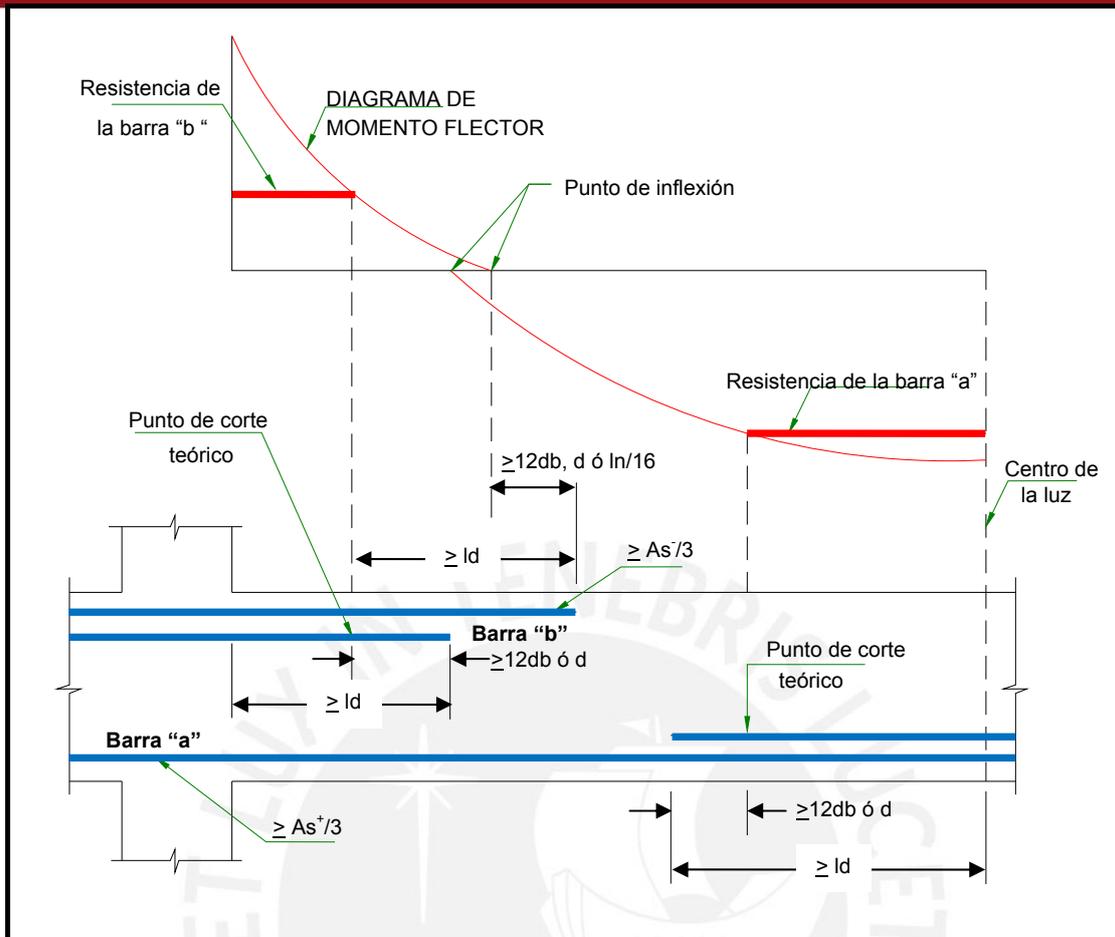
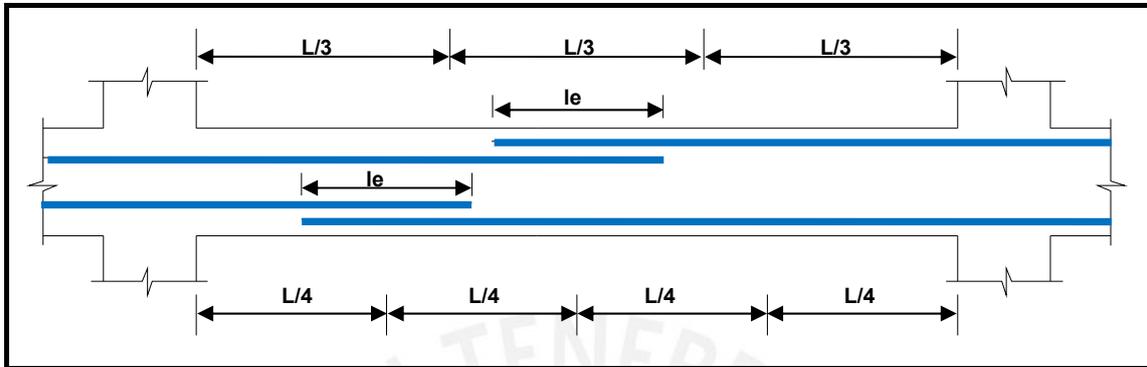


FIGURA 40. Disposiciones para el corte de acero.

Además la Norma Peruana establece las siguientes disposiciones:

- En elementos sismorresistentes debe de existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, conformado como mínimo por dos barras tanto en la cara superior como inferior, con un área no menor a un cuarto del acero colocado en las zonas de máximo esfuerzo, ni menor al acero mínimo.
- Todas las barras que anclan en columnas deben de terminar en un gancho estándar.
- En elementos sismorresistentes debe cumplirse que la resistencia a momento positivo en la cara del apoyo debe de ser mayor a un tercio de la resistencia a momento negativo en la misma cara.
- Las barras que se corten dentro de apoyos intermedios sin usar gancho estándar, deberán extenderse dentro del interior de la columna de apoyo. La longitud  $l_d$  que no se encuentre dentro del núcleo confinado debe de incrementarse por un factor de 1.6.

Empalmes. El refuerzo debe de ser en zonas de bajo esfuerzo flexionante, en la medida que esto sea posible. La figura 41 muestra las zonas de empalme recomendadas por el Ingeniero Antonio Blanco Blasco en su curso de Concreto Armado II para las vigas.



**FIGURA 41. Recomendación para el empalme de refuerzo en vigas.**

Siendo:  $l_e$  = longitud de empalme.

En este trabajo se realizan empalmes traslapados y la Norma dice que para barras a tracción existen dos tipos de empalme B y C, dependiendo del porcentaje de barras que se empalma. Si se empalma menos del 50% será tipo B, mientras que si se empalma más del 50% será tipo C.

$$\text{Empalme tipo B} = 1.3 * l_d$$

$$\text{Empalme tipo C} = 1.7 * l_d$$

Los empalmes no deben de ser menores a 0.30m.

Para las barras en compresión la longitud mínima de empalme es la longitud de desarrollo antes indicada, además no menor a  $0.007 * f_y * d_b$ , ni a 30 cm.

Recubrimiento y espaciamiento del refuerzo. Para proteger el refuerzo de las acciones del clima o de otros agentes externos, dicho refuerzo debe de tener un recubrimiento mínimo.

En este trabajo se supone que el concreto será vaciado en obra, por lo tanto la Norma Peruana establece un recubrimiento de 4 cm. para vigas y de 2cm. para losas. En el caso de vigas el recubrimiento se mide al estribo.

Para garantizar una buena colocación y compactación del concreto debe de cumplirse con algunos espaciamientos mínimos. El espaciamiento mínimo también evita la falla por hendidura que es generada por la poca distancia entre las barras de refuerzo.

La figura 42 resume lo establecido por la Norma Peruana para el espaciamiento mínimo entre barras de una misma capa y de capas diferentes en vigas y losas. También presenta la correcta posición para barras de diferente capa.

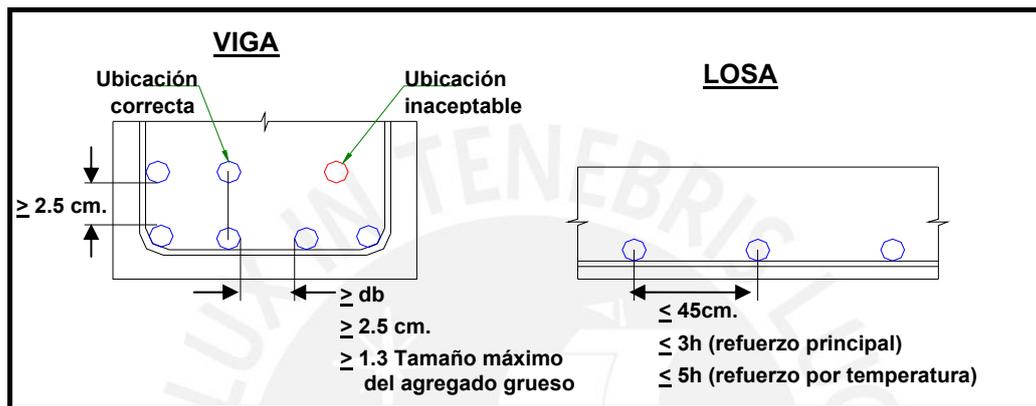


FIGURA 42. Espaciamiento de refuerzo en vigas y losas.

**Disposiciones especiales para vigas sismorresistentes.** La Norma Peruana establece algunas disposiciones espaciales para elementos que resistan fuerzas de sismo, las cuales se mencionan a continuación:

- La resistencia a compresión ( $f'c$ ) no será menor que  $210 \text{ kg/cm}^2$ .
- El esfuerzo de fluencia del acero ( $f_y$ ) no será mayor que  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .
- La relación entre la base ( $b$ ) y el peralte ( $h$ ) de las vigas no debe ser menor que 0.30.
- El peralte efectivo ( $d$ ) será menor o igual que un cuarto de la luz libre.
- La base de las vigas ( $b$ ) no debe de ser menor 25 cm., ni mayor que el ancho de la columna (medida en un plano perpendicular al eje de la viga) más  $\frac{3}{4}$  del peralte de la viga a cada lado.
- La carga axial última ( $P_u$ ) no debe exceder de  $0.1 \cdot f'c \cdot A_g$ , donde:  $A_g$  es el área bruta de la sección.

- No se permite realizar empalme dentro de una zona ubicada a “d” de la cara del nudo.
- Los empalmes traslapados en zonas de inversión de esfuerzos, deben de quedar confinados por estribos cerrados espaciados a no más de 16 veces el diámetro de las barras longitudinales sin exceder 30 cm.

### Comentarios.

- Debido a que en la dirección transversal (Y-Y), se cuenta con gran densidad de placas, fue posible proyectar vigas con una base de 15cm, lo cual no cumple con la disposición para vigas sísmicas que establece una base mayor o igual a 25cm.

### 6.2. Diseño por corte.

Las secciones a verificar por corte son generalmente las cercanas a los nudos, considerando como sección crítica a la ubicada a “d” de la cara del apoyo.

**Capacidad por corte de la sección.** La capacidad nominal por corte ( $V_n$ ) de una sección viene dada por la suma de resistencias del concreto ( $V_c$ ) y del acero ( $V_s$ ). La Norma Peruana establece la resistencia por corte del concreto ( $V_c$ ) es  $0.53\sqrt{f'_c} * b * d$ . Mientras que para las viguetas dicho valor se multiplica por 1.1.

Cuando la fuerza cortante última ( $V_u$ ) excede la resistencia de diseño del concreto ( $\phi V_c$ ), siendo:  $\phi=0.85$ , la diferencia es tomada por la resistencia de diseño del acero ( $\phi V_s$ ). La Norma Peruana establece la resistencia del acero ( $V_s$ ) igual a  $A_v * f_y * d / s$ , siendo:  **$A_v$  = Área del refuerzo por corte** y  **$S$  = separación de estribos**.

La Norma Peruana establece que el refuerzo por cortante no debe de ser mayor que:

$$V_s = 2.1\sqrt{f'_c} * b * d$$

**Refuerzo mínimo por corte.** Cuando  $0.50\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$ , la Norma Peruana establece que se debe colocar un área de refuerzo mínimo hallado con la siguiente ecuación:

$$A_v = 3.5 * b_w * s / f_y; \text{ donde: } b_w = \text{base de la sección.}$$

**Límites del espaciamiento del refuerzo por corte.** El espaciamiento del refuerzo no debe de ser mayor de  $0.5*d$  ni de 60cm. y en el caso de que  $V_s$  sea mayor a  $1.1\sqrt{f'c*b*d}$ , dichos espaciamientos deben reducirse a la mitad; Según la Norma Peruana.

**Disposiciones especiales para el refuerzo transversal en elementos que resisten fuerzas de sismo.** La Norma Peruana establece algunas disposiciones especiales para el refuerzo transversal (estribos) de las vigas sismorresistentes, las cuales las describimos a continuación:

- El esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ) del acero transversal no excederá de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .
- El refuerzo transversal deberá estar conformado por estribos cerrados con ganchos estándar a  $135^\circ$ .
- La carga axial última ( $P_u$ ) no deberá exceder de  $0.1*f'c*Ag$ .
- La fuerza cortante última ( $V_u$ ) de los elementos en flexión con la cual se deben hallar los estribos, debe de ser calculada 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 del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas permanentes.
- A menos que el refuerzo transversal calculado sea mayor debe de cumplirse lo siguiente:
  - Colocar estribos en ambos extremos del elemento, en una longitud (medida desde la cara del nudo hacia el centro de la luz) igual a dos veces el peralte del elemento (Zona de confinamiento), con un espaciamiento  $S_o$  que no exceda de:  $0.25d$ ,  $8db$  ni 30cm. El primer estribo deberá ubicarse a la mitad del espaciamiento  $S_o$  ó 5cm.
  - El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no excederá de  $0.5d$ .

### 6.3. Ejemplos de diseño.

#### 6.3.1. Diseño de vigas.

Para mostrar como ejemplo de diseño de vigas, se escogió una que se considera va a trabajar principalmente a cargas de gravedad y otra a cargas de sismo. La primera ya

se presentó en el capítulo de metrado de cargas (VT-104), mientras que para el segundo caso se escogió la VT-109, la cual se ubica en el eje C.

Con el metrado de cargas y haciendo uso del programa "VIGA" (Referencia 10), se hallan los diagramas de momentos flectores para las cargas muertas (CM) y vivas (CV). Las figuras 43 y 44 presentan los diagramas de momentos para la CM y CV respectivamente de la viga VT-104.

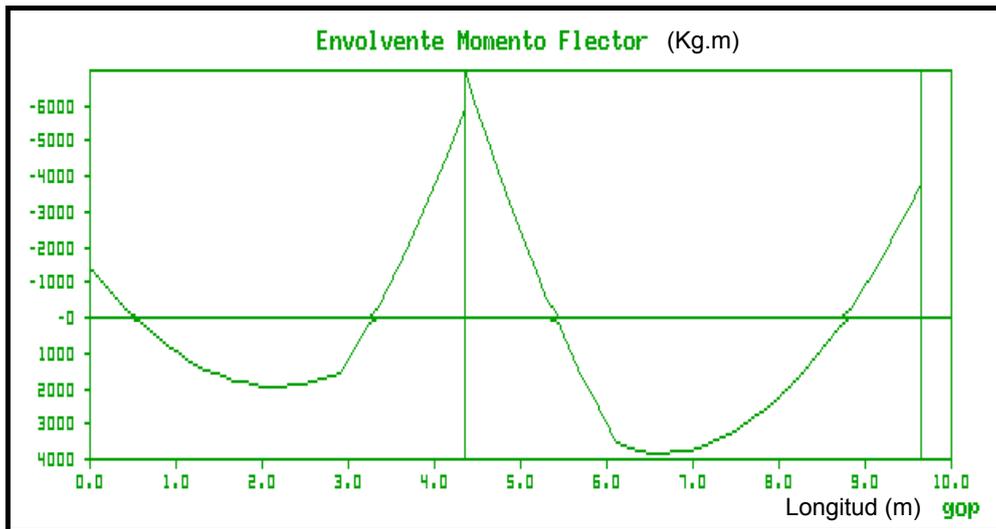


FIGURA 43. Diagrama de momento flector para carga muerta (CM).

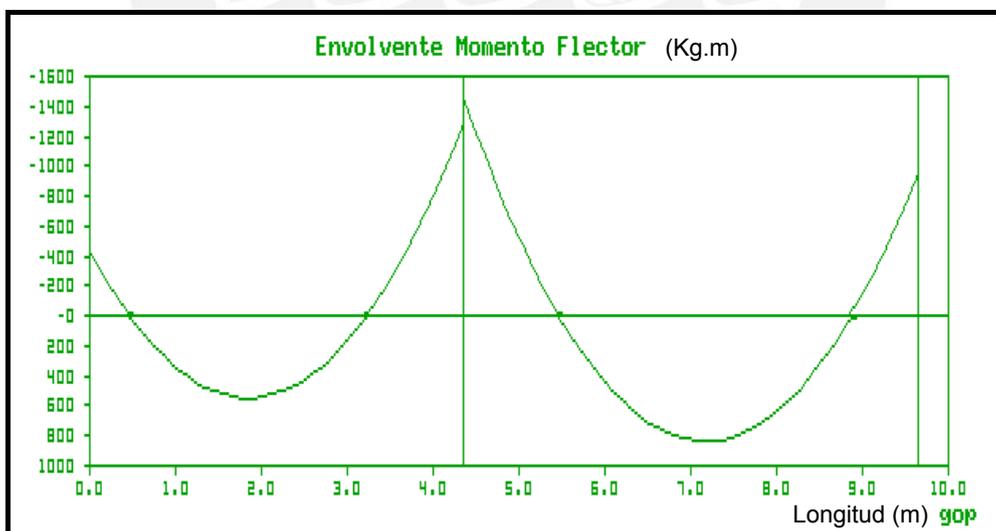


FIGURA 44. Diagrama de momento flector para carga viva (CV).

Del análisis sísmico se toman los momentos flectores, los cuales no son tan importantes para este caso, luego otra vez con el uso del programa "VIGA" se halla el Diagrama de envolvente de momentos flectores para el diseño de la viga, la cual se presenta en la figura 45.

Para el diseño se considera un concreto de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y un acero de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

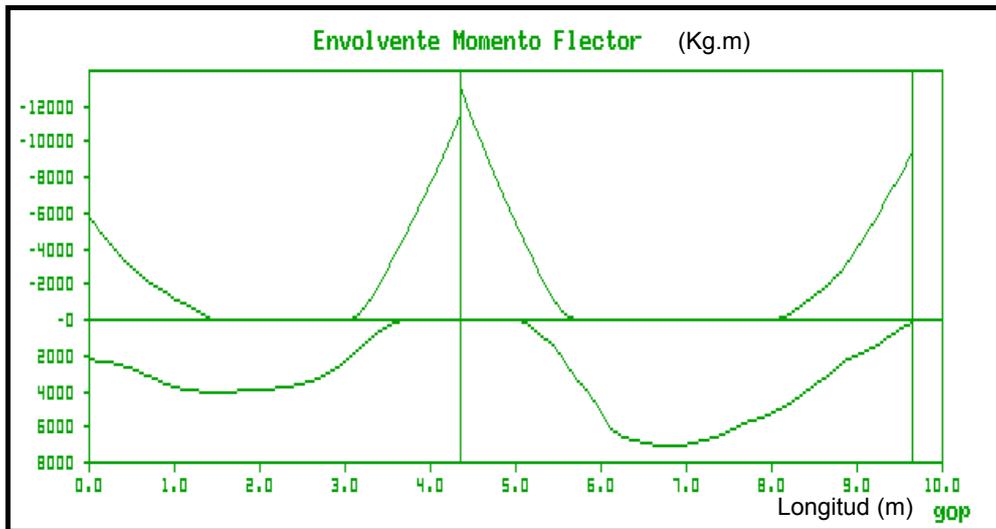


FIGURA 44. Diagrama de envolvente de momento flector.

A continuación se presenta la tabla 29, con un resumen de los máximos momentos flectores últimos para diseño de la viga VT-104 (25x50). Los momentos negativos se dan a la cara de la viga.

Tabla 29. Máximos momentos flectores (Kg.m)

Tramo	M izquierda	M central	M derecha
1	-4814	0	-9749
	2333	4065	0
2	<b>-11064</b>	0	-7569
	0	7057	762

El máximo momento es - **1106400 kg.cm** y ocurre en la parte izquierda del segundo tramo de la viga. Considerando que se va a colocar acero en una capa, se tiene  $d=44\text{cm}$ . Por tanto se tiene:

$$a = \frac{As \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 25} \quad 1\,106\,400 = 0.9 \cdot As \cdot 4200 \cdot (44 - a/2)$$

Resolviendo las dos ecuaciones anteriores se tiene que el área de acero necesario es

7.20 cm<sup>2</sup>. Se decide poner 4ø5/8" (8cm<sup>2</sup>), es decir dos corridos más dos bastones.

Los aceros mínimo y máximo se muestran a continuación:

$$A_{smin} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 44}{4200} = 3.26 \text{ cm}^2$$

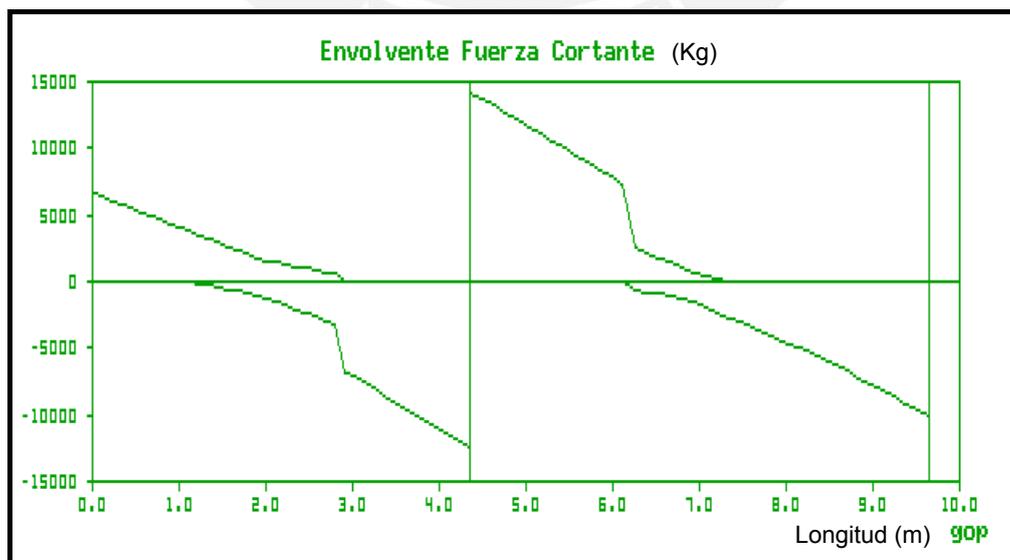
$$A_{smáx} = 0.75 \cdot 2.13\% \cdot 25 \cdot 44 = 17.6 \text{ cm}^2$$

El acero colocado se encuentra dentro de los límites establecidos por la Norma Peruana. La tabla 30 presenta los aceros colocados para los todos momentos flectores mostrados en la tabla 29.

**Tabla 30. Resumen de diseño por flexión.**

	Primer tramo			Segundo tramo		
	lzquierda	centro	derecha	lzquierda	centro	derecha
M (ton.m)	-4.81	4.07	-9.75	-11.06	7.06	-7.57
As (cm <sup>2</sup> )	3.00	2.50	6.30	7.20	4.50	4.80
As. colocado	2ø5/8	2ø5/8	4ø5/8	4ø5/8	2ø5/8+1ø1/2	2ø5/8+1ø1/2

Ahora se diseña la viga VT-104 por corte. La figura 45 muestra el diagrama de envolvente de fuerza cortante.



**FIGURA 45. Diagrama de envolvente de fuerza cortante.**

La fuerza cortante mayor a “d” de la cara se produce en la parte izquierda del segundo tramo, cuyo valor es  $V_u = 11870$  kg. Para  $b=25$ cm y  $d=44$ cm, se tiene:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 44 = 7180 \text{ kg, como } V_u > \phi V_c \text{ se necesita estribos.}$$

$$V_s = (11870 - 7180) / 0.85 = 5520 \text{ kg, se usa estribos de } 3/8''.$$

$$S = 1.42 \cdot 4200 \cdot 44 / 5520 = 47.5 \text{ cm.}$$

$$V_{s\text{limite}} = 1.1 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 44 = 17530 \text{ kg, entonces } V_{s\text{máx.}} = 44 / 2 = 22 \text{ cm.}$$

Si tomamos en cuenta la disposición para elementos sismorresistentes, la cual será mostrada en el siguiente ejemplo de una viga netamente sísmica, tenemos:

$$S_o = 44 / 4 = 11 \text{ cm, } S_o = 8 \cdot 1.59 = 12.7 \text{ cm, } S_o = 30 \text{ cm.}$$

Por la última disposición se decide colocar estribos con la siguiente distribución: 1 a 5cm, 8 a 10cm y el resto a 25cm en los dos tramos y a cada extremo. La tabla 31 presenta un resumen del diseño por corte de la viga VT-104.

**Tabla 31. Resumen de diseño por corte.**

	Primer tramo		Segundo tramo	
	Izquierda a Derecha	Derecha a Izquierda	Izquierda a Derecha	Derecha a Izquierda
$V_u$ (kg)	5090	10010	11870	7770
$V_c$ (kg)	8450	8450	8450	8450
$V_s$ (kg)	---	3326	5515	691
S (cm)	---	79	48	379
$d/2$ (cm)	22	22	22	22
Distribución(cm)	1@5, 8@10, rto. @25			

Para la viga VT-109 (15x50) que se supone es una viga sísmica, se presenta la envolvente de diagrama de envolvente de momento flector en la figura 46.

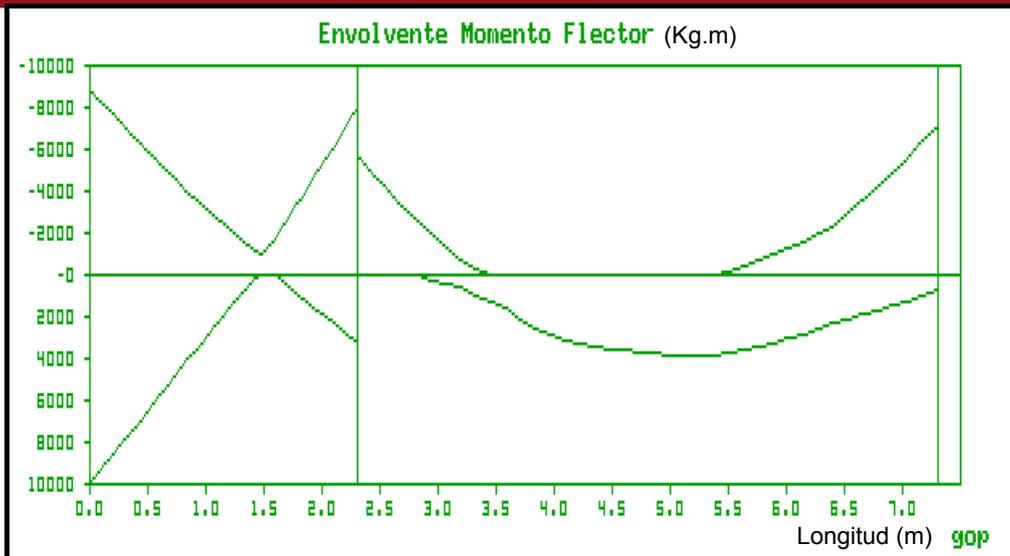


FIGURA 46. Diagrama de envolvente de momento flector.

El máximo momento es 990000 kg.cm y se presenta en la parte izquierda del primer tramo, como es una viga de 15cm de ancho, se supone acero en dos capas por tanto

$d = 41\text{cm}$ , resultando un área necesario de  $7.50\text{cm}^2$ . Se decide colocar  $4\phi 5/8$  ( $8\text{cm}^2$ ),

es decir dos corridos más dos bastones.

El  $A_{s\text{min}} = 1.50\text{cm}^2$  y el  $A_{s\text{máx}} = 9.80\text{cm}^2$ , por lo tanto el acero necesario se encuentra dentro de los límites.

La tabla 32 presenta un resumen del diseño por flexión de la viga VT-109.

Tabla 32. Resumen de diseño por flexión.

	Primer tramo			Segundo tramo		
	izquierda	centro	derecha	izquierda	centro	derecha
M (ton.m)	8.86	2.20	6.81	4.92	--	5.92
	9.91	2.20	2.70	--	3.87	1.15
As (cm <sup>2</sup> )	6.60	1.50	4.80	3.40	--	4.15
	7.50	1.50	1.80	--	2.70	0.70
As. colocado	$4\phi 5/8$	$2\phi 5/8$	$2\phi 5/8 + 1\phi 1/2$	$2\phi 5/8 + 1\phi 1/2$	$2\phi 5/8$	$2\phi 5/8 + 1\phi 1/2$
	$4\phi 5/8$	$2\phi 5/8$	$2\phi 5/8$	$2\phi 5/8$	$2\phi 5/8$	$2\phi 5/8$
Mn (ton.m)	10.50	6.18	7.80	7.80	6.18	7.80
	10.50	6.18	6.18	6.18	6.18	6.18

Ahora se diseña la viga VT-109 por corte. La figura 47 muestra el diagrama de envolvente de fuerza cortante.

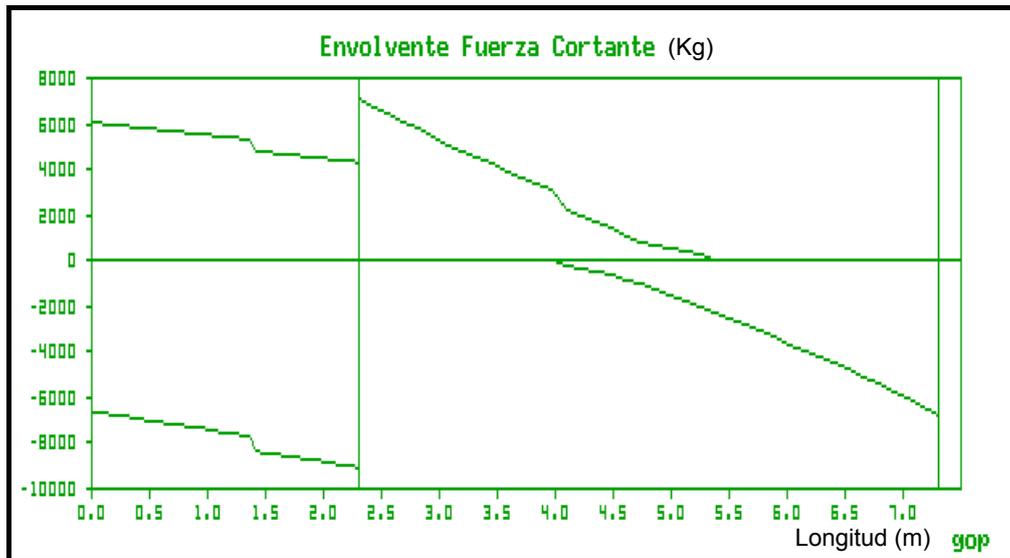


FIGURA 47. Diagrama de envolvente de fuerza cortante.

La fuerza cortante máxima del diagrama de envolvente de la fuerza cortante es 8604 kg., la cual se da en la parte derecha del primer tramo, sin embargo según la Norma Peruana se tiene que diseñar con la siguiente fuerza cortante:

$$V_u = V_{est.} + \frac{M_{n1} + M_{n2}}{l_n}$$

Para el primer tramo se tiene:

$$V_u = 1.21 + \frac{10.50+7.80}{2.3} = 9.17 \text{ ton.} = 9170 \text{ kg.}$$

Para el segundo tramo se tiene:

$$V_u = 5.72 + \frac{6.18+7.80}{5.0} = 8.52 \text{ ton.} = 8520 \text{ kg.}$$

Se diseña para  $V_u = 9170 \text{ kg.}$ , con  $b = 15\text{cm}$  y  $d = 41\text{cm}$ , se tiene:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 15 \cdot 41 = 4015\text{kg}, \text{ como } V_u > \phi V_c \text{ se necesita estribos.}$$

$$V_s = (9170 - 4015) / 0.85 = 6065\text{kg}, \text{ se usa estribos de } 3/8".$$

$$S = 1.42 \cdot 4200 \cdot 41 / 6065 = 40 \text{ cm.}$$

Siguiendo las disposiciones de la Norma Peruana para elementos sismorresistentes, se decide colocar estribos con la siguiente distribución: 1 a 5cm, 8 a 10cm y el resto a 25cm en los dos tramos y a cada extremo.

La figura 48 presenta el dibujo de las dos vigas (VT-104 y VT-109) diseñadas como ejemplo.

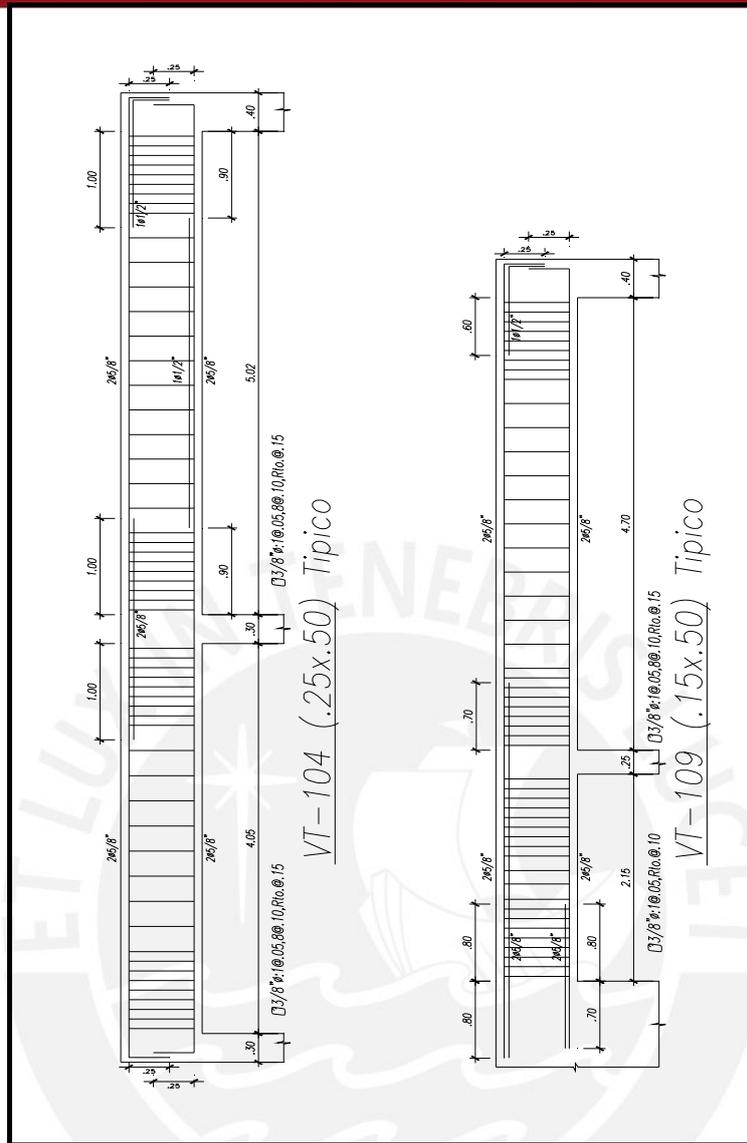


FIGURA 48. Dibujo de vigas diseñadas.

### 6.3.2. Diseño de losas aligeradas.

Como ejemplo de diseño se toma la vigueta que se encuentra entre los ejes 4 y 5 fuera del ascensor, la misma que se muestra en la figura 6. Las figuras 48 y 49 presentan los diagramas de envolventes del momento flector y la fuerza cortante respectivamente.

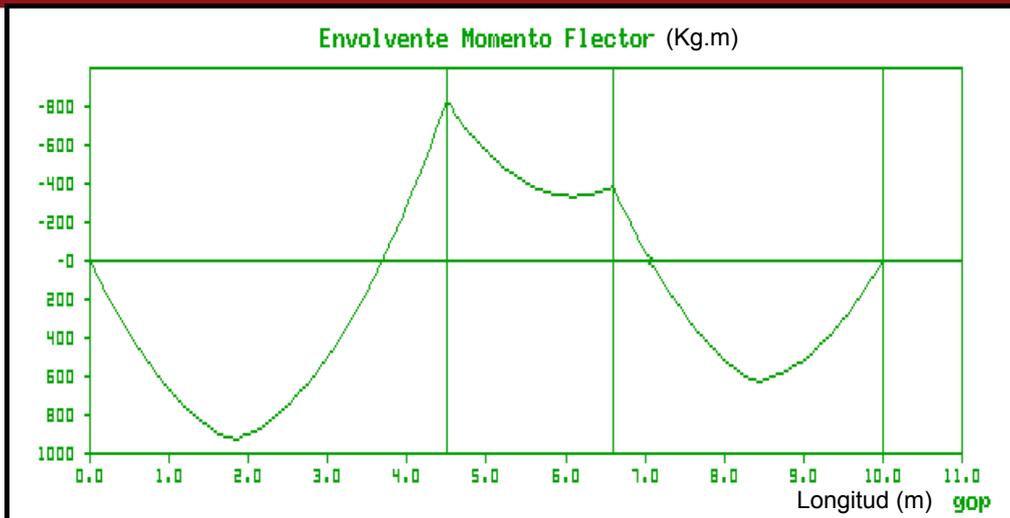


FIGURA 48. Diagrama de envolvente de momento flector.

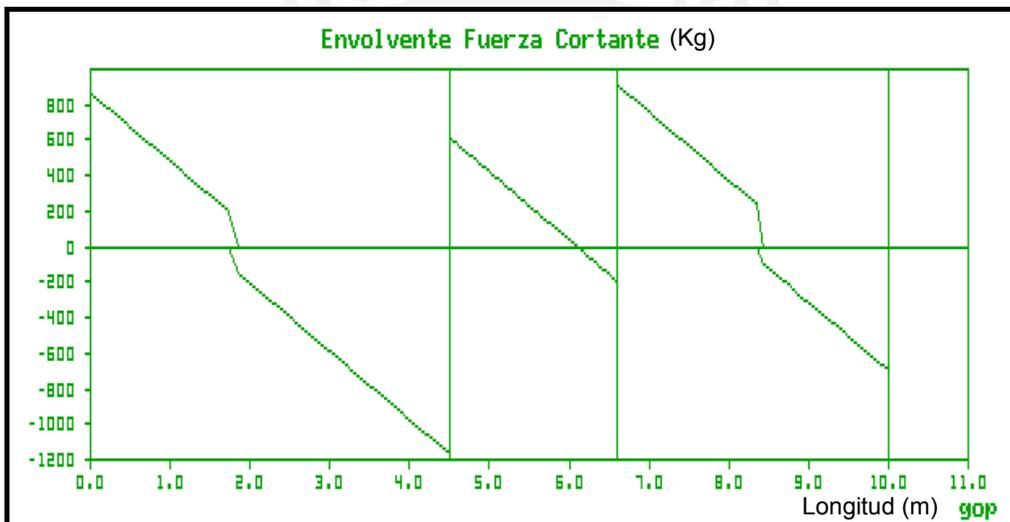


FIGURA 49. Diagrama de envolvente de fuerza cortante.

Para el momento positivo se tiene  $M_u = 0.90 \text{ ton.m}$ , resultando un área de acero de

$1.40 \text{ cm}^2$  por lo tanto se decide colocar  $1\emptyset 3/8''$  corrido más un  $1\emptyset 3/8''$  como bastón, lo

que da como resultado un área de  $1.42 \text{ cm}^2$  mayor que  $1.40 \text{ cm}^2$ .

Para el momento negativo a la cara se tiene  $M_u = 0.80 \text{ ton.m}$ , resultando un área de

acero de  $1.40 \text{ cm}^2$ , por lo tanto se decide colocar  $2\phi 3/8"$ , lo que da como resultado un

área de  $1.42 \text{ cm}^2$  mayor que  $1.40 \text{ cm}^2$ .

El cortante actuante en una vigueta tiene que ser tomado en su totalidad por el concreto. La capacidad al corte de la vigueta viene dado por la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 * (1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17) = 1220 \text{ kg.}$$

El cortante máximo ( $V_u$ ) que se presenta en la vigueta en estudio es del orden de  $1060 \text{ kg} < 1220 \text{ kg}$ , por lo tanto el diseño por corte está cubierto y no necesita ensanches en la vigueta.

La figura 50 presenta una vista de la vigueta diseñada en planta.

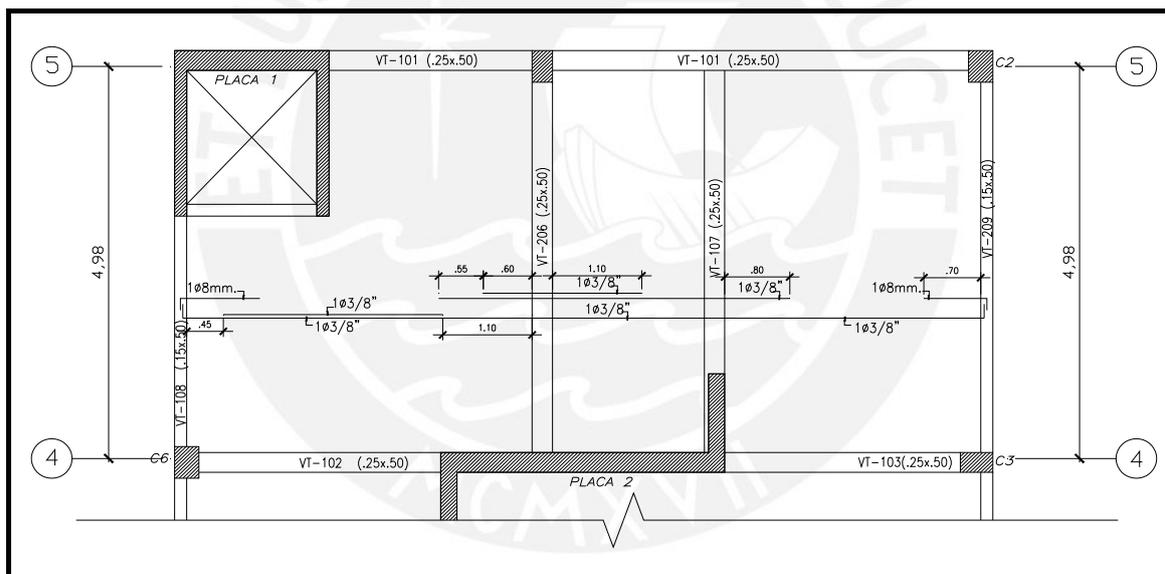


FIGURA 50. Refuerzo de losa aligerada.

#### 6.4. Comentarios.

- En el diseño de la viga VT-104 no se consideró el diseño de fuerza cortante para elementos sismorresistentes, porque como se puede observar en los diagramas de momentos flectores se puede decir que dicha viga solo trabaja para cargas de gravedad, en cambio la viga VT-109, si es netamente sísmica lo cual también se observa en la forma de la envolvente del momento flector del primer tramo, esto ocurre así porque la viga está conectada a la placa que toma todas las fuerzas sísmicas que actúan en el pórtico formado por ambas.

- En los extremos de la vigueta aligerada se ha colocado un acero negativo de 8mm ( $0.50 \text{ cm}^2$ ), el cual es menor al acero mínimo ( $1.29 \text{ cm}^2$ ). Se considera que el valor del acero mínimo es un valor alto, es por ese motivo que no se le toma en cuenta. Como las vigas extremas de apoyo son de 15cm. ningún acero podría anclar con gancho estándar, es por esto que opté por colocar un acero de 8mm.



## 7. DISEÑO DE COLUMNAS Y MUROS DE CORTE.

Las columnas y los muros de corte (placas) se diseñan por flexocompresión y corte. Las columnas de la estructura en estudio están sometidas básicamente a fuerzas gravitacionales, ya que son los muros de corte los que prácticamente soportan todas las solicitaciones sísmicas.

Para cada sección del elemento se debe cumplir que la resistencia nominal por flexocompresión ( $M_n$ ,  $P_n$ ) y por corte ( $V_n$ ), afectadas por su respectivo factor de reducción ( $\phi$ ) deben de ser mayores o iguales a las fuerzas últimas ( $M_u$ ,  $P_u$ ,  $V_u$ ).

Este trabajo se siguió de acuerdo a la Norma E-060 Concreto Armado.

### 7.1. Diseño de columnas por flexocompresión.

Las secciones que se consideran para el diseño son las ubicadas en los extremos de las columnas, ya que se supone que la carga axial permanece constante a lo largo del elemento mientras que los momentos debido a cargas de gravedad y sismo son mayores en los extremos.

**Capacidad por flexocompresión.** La capacidad de una sección de concreto armado se puede definir mediante una curva llamada diagrama de interacción, la cual no es sino una combinación de carga axial ( $P_n$ ) y momento flector ( $M_n$ ) que producen la falla de la sección. Para hallar los puntos que conforman el diagrama de interacción se siguen las mismas hipótesis ya explicadas en el capítulo de flexión simple. Además es necesario conocer las propiedades de los materiales, las dimensiones de la sección y la distribución del refuerzo horizontal. En la figura 51 se muestra un diagrama de interacción nominal de una sección de concreto armado.

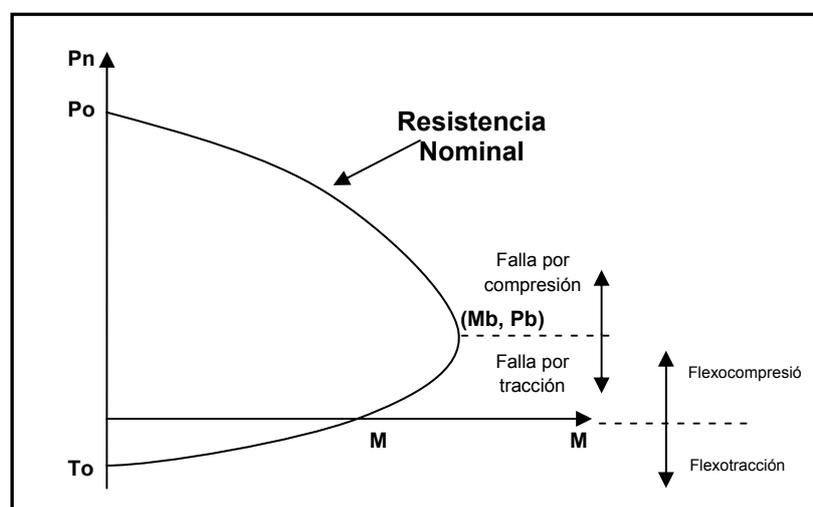


Figura 51. Diagrama de interacción nominal.

En el diagrama de interacción de la figura 51, se muestra el punto de la falla balanceada ( $M_b, P_b$ ). Si en la combinación de  $M_n$  y  $P_n$  se presenta una carga axial mayor a  $P_b$ , el que falla es el concreto sin que el acero más alejado en tracción del eje neutro haya alcanzado su esfuerzo de fluencia, a esta falla se le denomina falla en compresión. Sin embargo si la fuerza axial es menor que  $P_b$ , cuando ocurre la falla de la sección, el acero más alejado en tracción ya alcanzó su esfuerzo de fluencia denominando a este momento una falla en tracción.

**Criterios para el diseño por flexocompresión.** Luego de obtener el diagrama de interacción nominal, este se tiene que afectar por el respectivo factor de reducción ( $\phi$ ) y el factor ( $\alpha$ ) para la carga axial, para poder obtener el diagrama de interacción de diseño.

El diseño de las columnas por flexocompresión consiste en que las combinaciones últimas de momento flector y carga axial ( $M_u, P_u$ ), se encuentren dentro o sobre la curva que describe el diagrama de interacción de diseño ( $\phi M_n, \phi P_n$ ).

En la figura 52 se presenta un diagrama de interacción de diseño para una sección de concreto armado armada con estribos.

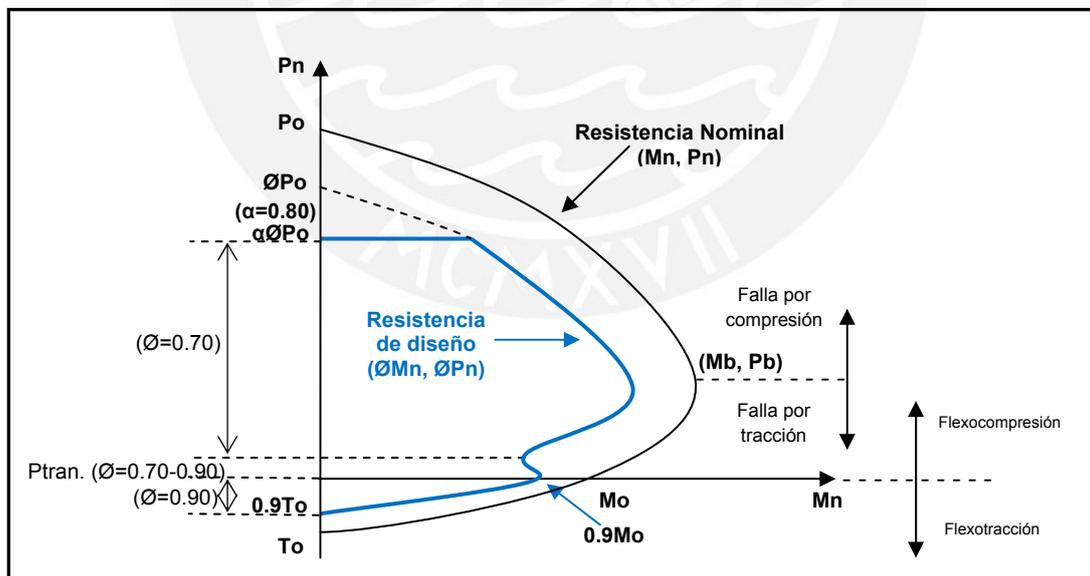


Figura 52. Diagrama de interacción nominal y de diseño.

### Detalles del refuerzo.

Anclaje. El acero de refuerzo ya sea en tracción o compresión, para alcanzar su esfuerzo de fluencia en un determinado punto necesita una longitud de anclaje, de la cual ya se habló en el capítulo anterior.

Recubrimiento y armado de columnas. El acero de refuerzo necesita una protección contra el clima y agentes externos. Además para lograr un buen vaciado y compactación se debe de cumplir con valores mínimos dados por la Norma Peruana, los cuales se pueden apreciar en la figura 53.

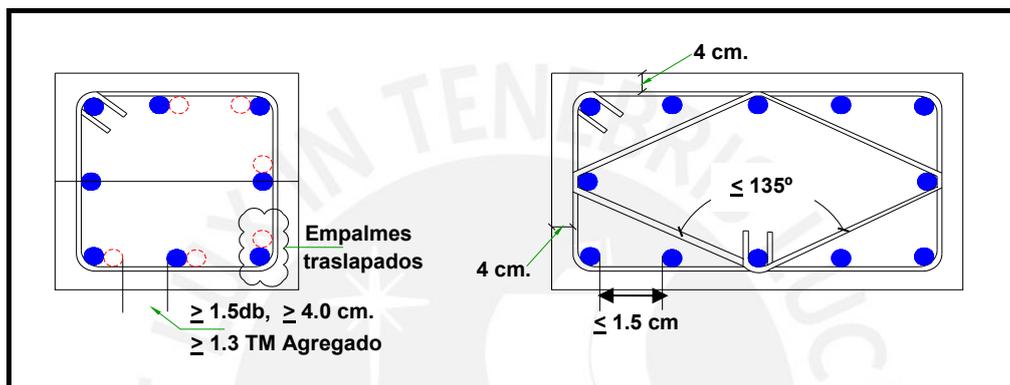


FIGURA 53. Recubrimiento y disposiciones para el acero en columnas.

Doblado y traslape de barras. Cuando sea necesario doblar el acero longitudinal en las columnas, ya sea por cambio de sección o por algún otro motivo, este se deberá doblar de tal forma de conseguir una pendiente máxima de 1:6 paralela al eje de la columna.

El empalme de las barras longitudinales de las columnas se realizara de preferencia dentro de los dos tercios centrales de la altura del elemento.

Según la Norma Peruana la longitud de empalme traslapado en compresión es igual a la longitud de anclaje de barras en compresión, pero no menor a  $0.007 \cdot f_y \cdot db$  ni a 30cm.

Disposiciones para columnas sismorresistentes. La Norma Peruana establece algunas disposiciones espaciales para columnas que resistan fuerzas de sismo, las cuales se mencionan a continuación:

- La resistencia a compresión del concreto ( $f'c$ ) no será menor que  $210 \text{ kg/cm}^2$ .
- El esfuerzo de fluencia del acero no excederá de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .

- El ancho mínimo de las columnas será de 25 cm.
- La relación de la dimensión menor a la mayor de la sección transversal, no será menor que 0.40.
- La cuantía de refuerzo longitudinal mínima no será menor que 1% ni mayor que 6%. Cuando la cuantía exceda el 4%, los planos deben de incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga – columna.
- La resistencia a la flexión de las columnas deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum M_n \text{ columnas} > 1.4 \sum M_n \text{ vigas}$$

Donde:  $\sum M_n \text{ columnas}$  y  $\sum M_n \text{ vigas}$  son las sumatorias de las resistencias nominales a flexión de las columnas y vigas que llegan a un mismo nudo.

## 7.2. Diseño de columnas por corte.

Las secciones a verificar por corte en el caso de las columnas pueden ser cualquiera a lo largo de todo el elemento.

**Capacidad por corte de la sección.** Según la Norma Peruana, la resistencia nominal a corte ( $V_u$ ) de una sección de concreto armado, viene dada por la suma del aporte del concreto ( $V_c$ ) más el acero ( $V_s$ ). Donde dice que la resistencia al corte de una sección sometida adicionalmente a compresión viene dada por la siguiente fórmula:

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

Donde:  $N_u$  = carga axial en kg y  $A_g$  = área bruta de la sección transversal en  $\text{cm}^2$ .

Si la sección envés de estar sujeta a compresión está sujeta a tracción, debe de considerarse el aporte del concreto igual a cero ( $V_c=0$ ).

La Norma Peruana establece la resistencia del acero ( $V_s$ ) igual a  $A_v * f_y * d / s$ , siendo:  **$A_v$  = Área del refuerzo por corte** y  **$S$  = separación de estribos.**

La Norma Peruana establece que el refuerzo por cortante no debe de ser mayor que:

$$V_s = 2.1 \sqrt{f'_c} * b * d$$

**Refuerzo mínimo por corte.** Cuando  $0.50\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$ , la Norma Peruana establece que se debe colocar un área de refuerzo mínimo hallado con la siguiente ecuación:

$$A_v = 3.5 \cdot b_w \cdot s / f_y; \text{ donde: } b_w = \text{base de la sección.}$$

**Límites del espaciamiento del refuerzo por corte.** El espaciamiento del refuerzo no debe de ser mayor de  $0.5 \cdot d$  ni de 60cm. y en el caso de que  $V_s$  sea mayor a  $1.1 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$ , dichos espaciamientos deben reducirse a la mitad; Según la Norma Peruana.

**Disposiciones especiales para el refuerzo transversal en elementos que resisten fuerzas de sismo.** La Norma Peruana establece algunas disposiciones especiales para el refuerzo transversal (estribos) de las columnas sismorresistentes, las cuales las describimos a continuación:

- El esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ) del acero transversal no excederá de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .
- El refuerzo transversal deberá estar conformado por estribos cerrados con ganchos estándar a  $135^\circ$ .
- La fuerza cortante ( $V_u$ ) debe calcularse a partir de las resistencias nominales en flexión ( $M_n$ ), en los extremos de la luz libre del elemento, asociados a la carga axial ( $P_u$ ) que de cómo resultado el mayor momento nominal posible. Con los  $M_n$  se halla el  $V_u$  con la siguiente ecuación:

$$V_u = (M_{n\text{sup}} + M_{n\text{inf}}) / h_n$$

- Debe de colocarse estribos cerrados en ambos extremos del elemento, en una longitud "lo" (zona de confinamiento) medida desde la cara del nudo no menor que:
  - Un sexto de la luz libre del elemento.
  - La máxima dimensión de la sección transversal del elemento.
  - 45 cm.

A menos que el diseño por corte resulte más crítico, el espaciamiento de los estribos no excederá el menor de los siguientes valores:

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

El primer estribo deberá colocarse a 5 cm.

El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no excederá del menor de los siguientes valores:

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

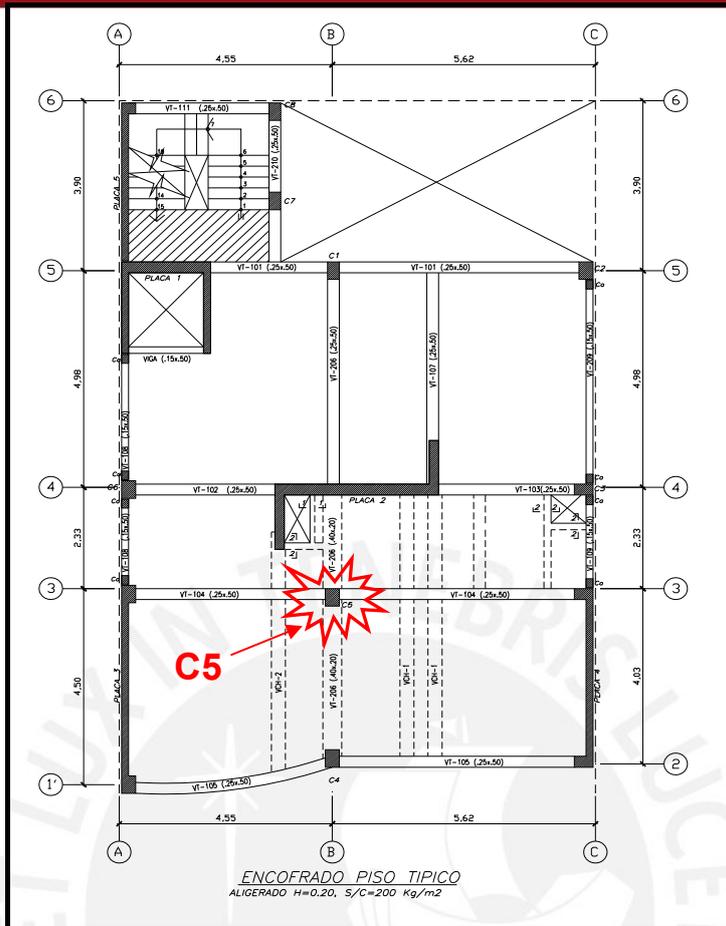
Dentro del nudo deberá cumplirse con lo siguiente:

$$A_v \geq 0.7 \cdot b \cdot s / f_y$$

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

### 7.3. Ejemplo de diseño de columna.

A manera de ejemplo se decide diseñar la columna del primer nivel ubicada entre los ejes B y 3 (C5). Se escoge esta columna por considerarse la más cargada de la estructura. La figura 54 muestra la ubicación de la columna en una planta típica.



**FIGURA 54.** Ubicación de la columna C-5 en planta típica.

La figura 55 presenta el diagrama de momento flector debido al sismo en la dirección X-X, para la columna que se va a diseñar (C5).

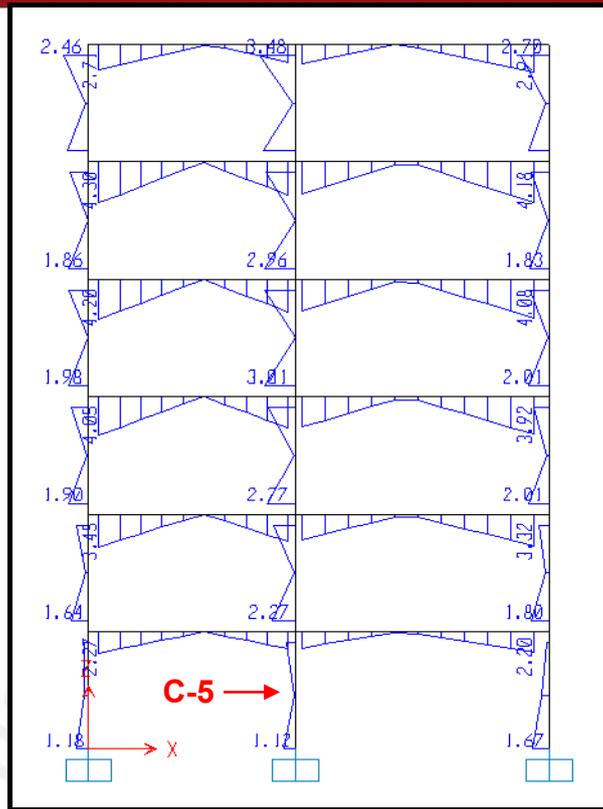


FIGURA 55. Diagrama de momento flector debido al sismo X-X.

La tabla 33 presenta las fuerzas internas de la columna C-5 para el primer piso.

Tabla 33. Fuerzas internas en columna C5 del primer piso.

Cargas	P (ton.)	Mxx (ton.cm)	V (ton.)
Carga muerta	68.8	51.0	--
Carga viva	15.5	9.1	--
Sismo X-X	1.8	112.0	0.8
Sismo Y-Y	1.6	92.4	0.7

La tabla 34 muestra las combinaciones de las cargas según la Norma Peruana.

Tabla 34. Combinaciones de fuerzas internas de columna C5.

		Pu (ton.)	Mu (ton.cm)	Vu (ton.)
Comb. 1	1.5 CM + 1.8 CV	131.1	92.9	--
Comb. 2	1.25 (CM + CV) + S	107.2	187.1	0.8
Comb. 3	1.25 (CM + CV) - S	103.6	36.9	0.8
Comb. 4	0.9 CM + S	63.7	157.9	0.8
Comb. 5	0.9 CM - S	60.1	66.1	0.8

El diseño práctico en flexocompresión se puede realizar proponiendo una sección y una disposición de acero, teniendo en cuenta que la sección de concreto responde a

un predimensionamiento ya explicado en el acápite 2.3. Por simple inspección y de acuerdo a las dimensiones pre-establecidas para la columna a diseñar, se puede notar que la columna no se encuentra esforzada. Por lo tanto empezaré con la sección predimensionada de 30x40cm que contenga la cuantía de acero mínima (1%).

Para la sección de 30x40cm, el área mínima de acero es  $12\text{cm}^2$  entonces coloco  $6\phi 5/8$ ". En la figura 56 se muestra la sección de la columna con el acero propuesto.

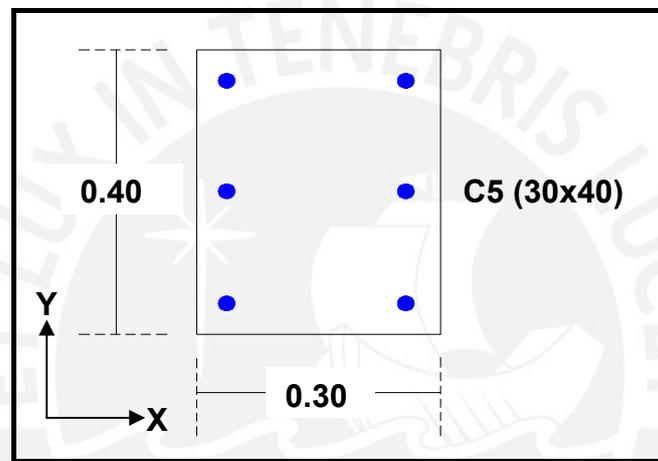


FIGURA 56. Sección de columna C5.

Ahora se halla el diagrama de interacción de la sección de concreto armado propuesto para la columna mediante el programa Dinrec (Referencia 11) alrededor del eje Y, el cual se muestra en la figura 57, indicando los puntos ( $M_u$ ,  $P_u$ ) correspondiente a las diferentes combinaciones.

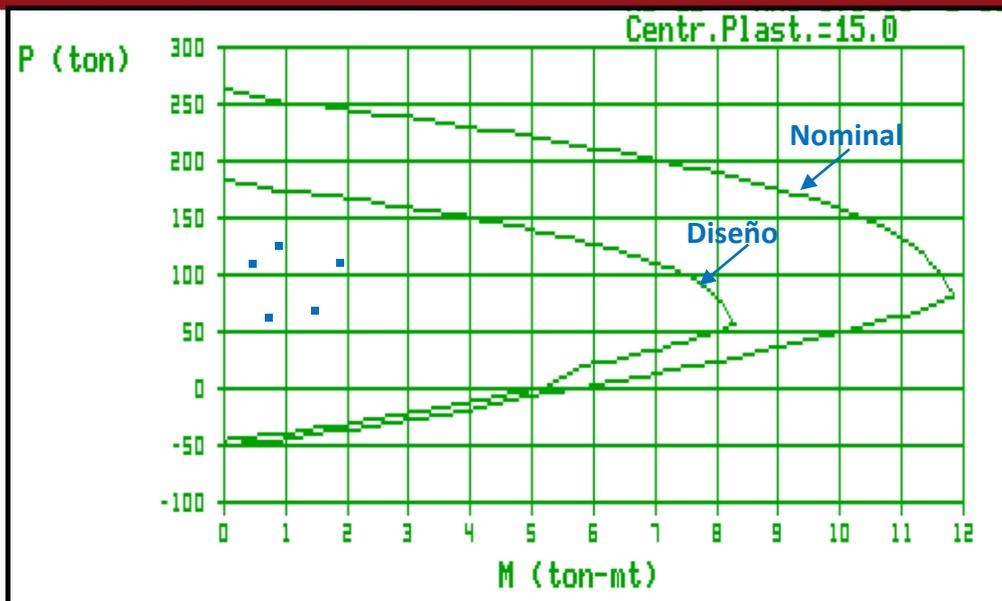


FIGURA 56. Diagrama de interacción de columna C5.

Se puede apreciar que todos los pares de fuerza ( $M_u$ ,  $P_u$ ) se encuentran dentro del diagrama de interacción de diseño de la sección de concreto armado propuesta. Por lo tanto la columna propuesta es correcta.

La fuerza cortante última es 810kg, pero según la Norma Peruana se tiene que tomar en cuenta la siguiente fuerza cortante ( $V_u$ ):

$$V_u = (M_{nsup} + M_{ninf}) / h_n$$

El momento máximo nominal resulta ser 11.45 ton.m el cual está asociado a la carga axial última  $P_u = 107\text{ton}$ . Por tanto:

$$V_u = (11.45 + 11.45) / 2.50 = 9.16 \text{ ton.} > 0.81 \text{ ton.}$$

Para  $V_u = 9160 \text{ kg}$ ,  $b = 40 \text{ cm}$  y  $d = 24 \text{ cm}$ , se tiene:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 40 \cdot 24 \cdot (1 + 0.0071 \cdot 60129 / 1200) = 8490 \text{ kg} < 9160 \text{ kg}$$

Se necesita estribos:

$V_s = (9160 - 8490) / 0.85 = 790 \text{ kg}$ , Se usa estribos de 3/8" con la disposición presentada en la figura 57, en donde se puede apreciar que la grieta por cortante es atravesada por tres ramas de acero, por tanto se tiene:

$$S = 3 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 24 / 790 = 270 \text{ cm.}$$

Para cubrir las disposiciones de la Norma Peruana para elementos sismorresistentes,

se decidió colocar un estribo más un gancho de  $\phi = 3/8$ " con la siguiente separación a

cada lado del elemento: 1 a 5 cm, 5 a 10 cm y el resto a 25 cm, mientras que en los nudos 3 a 15 cm.

La figura 57 muestra la sección de la columna diseñada C5, con la disposición de estribos.

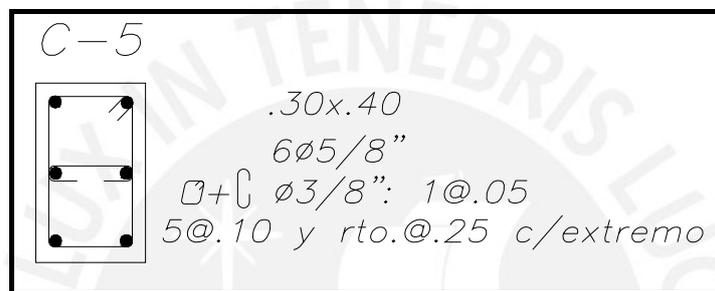


FIGURA 57. Columna C5 con refuerzo colocado.

La Norma Peruana establece que debe cumplirse con:  $\sum M_{columnas} \geq 1.4 \sum M_{vigas}$ , analizando el nudo se tiene:

$$\sum M_{columnas} = 11.45 \text{ ton.m} + 11.45 \text{ ton.m} = 22.90 \text{ ton.m.}$$

$$\sum M_{vigas} = 12.51 \text{ ton.m} + 7.08 \text{ ton.m} = 19.59 \text{ ton.m.}$$

Al realizar el cociente entre la  $\sum M_{columnas}$  y la  $\sum M_{vigas}$ , resulta un valor de 1.20, el cual no está mal tomando en cuenta que la deformación lateral está siendo tomada por los muros de corte.

#### 7.4. Diseño de placas o muros de corte.

Las placas son elementos que principalmente resisten fuerzas axiales (P), corte (V) y momentos flectores (M). Debido a que tienen un área considerable no es crítico su diseño por carga axial. Las fuerzas cortantes y momentos flectores que reciben estos elementos suelen ser importantes, ya que dichas fuerzas provienen de las sollicitaciones sísmicas y son estos elementos los encargados de tomar las mismas debido a su gran rigidez lateral que poseen.

El diseño de los muros de corte es similar al de las columnas, es decir se diseñan a flexocompresión y a corte con las salvedades ya presentadas en el párrafo anterior.

Para lograr mayor brazo de palanca y por ende mayor momento resistente nominal de las placas, se colocan los aceros verticales más importantes, concentrados en los extremos de las mismas, a dichas zonas se les conoce como núcleo de placa, los cuales deben de estar confinados mediante estribos. Luego en la zona ubicada fuera de los núcleos conocida como el alma se colocan aceros repartidos verticales sin confinar a menos que su cuantía exceda el 1% o sea necesario por compresión. Los aceros horizontales acompañados con el aporte del concreto si fuera el caso son los encargados de suministrar la resistencia a la fuerza cortante de los muros de corte.

En los muros de corte se prefiere alcanzar una falla por flexión antes que por corte, es por esto que la Norma Peruana exige proveer a la sección de mayor resistencia al corte, lo cual se logra amplificando la fuerza cortante última ( $V_u$ ) por un factor de amplificación proveniente de la sobrerresistencia de la sección de diseño.

#### **7.4.1. Diseño de muros de corte por flexocompresión.**

De acuerdo a una simple observación al diagrama de momento flector actuante en las placas o muros de corte, se puede concluir que las mayores solicitaciones ocurren en la parte inferior de cada piso o nivel de la estructura, dicho esto se puede inferir que las secciones a diseñar son las ubicadas en estas zonas.

Los muros de corte esbeltos (relación altura total a longitud:  $H/L \geq 1$ ), se pueden diseñar con las hipótesis básicas de flexocompresión, es decir su resistencia estará dada por el diagrama de interacción como se determinó para las columnas y su diseño consistirá en que el par de fuerzas ( $M_u, P_u$ ) para todas las combinaciones de diseño se encuentren dentro de tal diagrama.

Si los muros no son de sección rectangular o existen cargas axiales significativas, se hallarán las áreas de refuerzos mediante un análisis racional.

En este caso se tiene todos los muros de corte esbeltos por lo tanto se diseñaran considerando efectos de flexocompresión.

#### **7.4.2. Diseño de muros de corte por fuerza cortante.**

Las fuerzas cortantes en los muros de corte son continuas a lo largo del muro en cada piso, por lo tanto la sección a diseñar puede ser cualquiera.

Tal como se estudió en el caso de columnas se debe de considerar lo siguiente:

$$V_u \leq \emptyset V_n, \quad V_n = V_c + V_s, \quad V_n \leq 2.6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d \quad \text{y} \quad V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d$$

Cuando la fuerza axial última resulte ser fuerza de tracción o menor que  $0.1f'_c$ , deberá considerarse que el aporte del concreto ( $V_c$ ) es igual a cero.

La fuerza cortante última ( $V_u$ ) debe cumplir con:  **$V_u \geq V_{ua}$  (Mur /  $M_{ua}$ )**

Donde:  **$V_{ua}$** : Fuerza cortante proveniente del análisis.

**$M_{ua}$** : Momento flector proveniente del análisis.

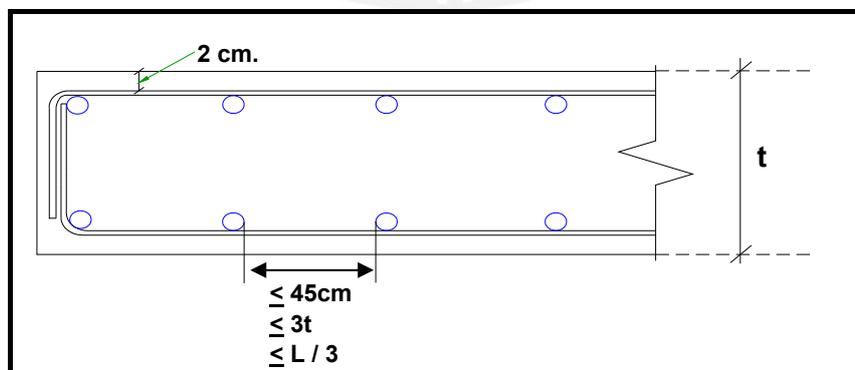
**Mur**: Momento flector teórico asociado a  $P_u$  que resiste la sección con el acero realmente colocado y sin considerar el factor de reducción  $\emptyset$ .

Refuerzo mínimo. La Norma de concreto armado E-060, establece las siguientes cuantías mínimas del acero horizontal ( $\rho_h$ ) y vertical ( $\rho_v$ ) en muros de corte:

$$\rho_h \geq 0.0025, \quad \rho_v \geq 0.0025 + 0.5 \cdot (2.5 \cdot H/L) \cdot (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025.$$

La cuantía de refuerzo vertical ( $\rho_v$ ) no necesitará ser mayor que la cuantía horizontal ( $\rho_h$ ). Cuando  $V_u$  sea menor que  $0.5\emptyset V_c$ , las cuantías pueden ser:  $\rho_h \geq 0.0020$  y  $\rho_v \geq 0.0015$ .

Recubrimiento y detalles del refuerzo. El recubrimiento para los muros de corte es de 2cm. Los empalmes se diseñarán traslapados en tracción. La figura 58 presenta una vista de los espaciamientos del refuerzo.



**FIGURA 58.** Recubrimiento y disposiciones para el acero de refuerzo en muro.

### 7.4.3. Diseño de muros por corte-fricción.

El refuerzo vertical distribuido en el alma del muro debe garantizar una adecuada resistencia al corte por fricción en todas las juntas de construcción. La resistencia a corte por fricción está dada por la siguiente fórmula:  $\phi V_n = \phi u^*(N_u + A_v * f_y)$ , donde:

$u$  es el coeficiente de fricción entre los concretos vacados en diferente tiempo,  $N_u$  es el 90% de la carga muerta. Además la resistencia al corte por fricción deberá ser mayor al cortante  $V_u$  calculado en 7.4.2.

### 7.5. Ejemplo de diseño de muro de corte o placa.

Como ejemplo se toma la placa 4 del primer piso ubicada en el eje 3, a la cual se le estudiará bajo cargas gravitacionales y de sismo en la dirección Y-Y.

Según la Norma E-030 Diseño Sismorresistente, si un elemento toma más del 30% de la carga sísmica total, este deberá diseñarse con el 125% de la fuerza actuante.

La placa 4 cumple con tal condición por lo tanto se tiene aplicar a todas sus cargas sísmicas un factor de amplificación de 1.25. La tabla 35 presenta las fuerzas internas de la Placa 4 para el primer piso, donde las cargas provenientes del sismo ya se encuentran afectadas por el factor 1.25.

**Tabla 35. Fuerzas internas en Placa 4 del primer piso.**

Cargas	P (ton.)	M (ton.m)	V (ton.)
Carga muerta	86	--	--
Carga viva	15	--	--
Sismo Y-Y	42	510	62

La tabla 36 muestra las combinaciones de las cargas según la Norma Peruana.

**Tabla 36. Combinaciones de fuerzas internas de Placa 4.**

		Pu (ton)	Mu (ton.m)	Vu (ton)
Comb. 1	1.5 CM + 1.8 CV	155	--	--
Comb. 2	1.25 (CM + CV) + S	168	510	62
Comb. 3	1.25 (CM + CV) - S	84	-510	-62
Comb. 4	0.9 CM + S	120	510	62
Comb. 5	0.9 CM - S	35	-510	-62

Estimo un área de acero asumiendo como si estuviese en un caso de flexión simple, mediante la siguiente fórmula:  $M_u = A_s * f_y * (0.80L)$ , dando como resultado un área de

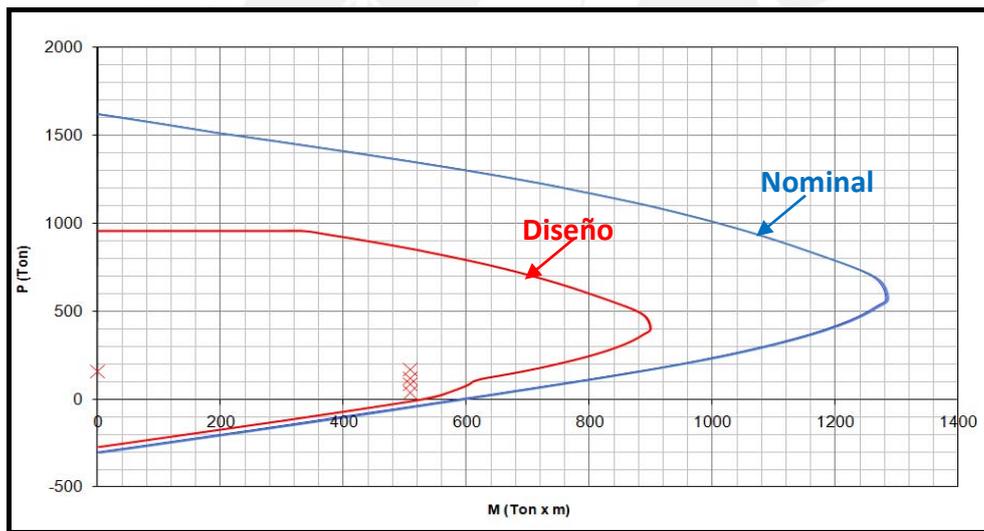
acero de  $37 \text{ cm}^2$ , por lo tanto empiezo con  $6\emptyset 1''$  (aprox.  $30 \text{ cm}^2$ ) en cada extremo de la

placa, es decir en cada núcleo de  $25 \times 40 \text{ cm}$ . Para el acero repartido en el alma

empiezo con el mínimo, por lo tanto coloco  $\emptyset 3/8'' @ .25$ . Para el diseño se utiliza  $f'c =$

$210 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ cm}^2$ .

Con las propiedades de los materiales, las dimensiones de la placa y los aceros dispuestos se construye el diagrama de interacción, el cual se muestra en la figura 59, junto con los pares de fuerzas ( $M_u$ ,  $P_u$ ).



**FIGURA 59. Diagrama de interacción de Placa 4.**

Se observa que los pares de fuerzas últimos se encuentran dentro del diagrama de

interacción de diseño. Al realizar una prueba con  $6\emptyset 3/4''$  en cada núcleo, se comprobó

que algunos pares de fuerzas últimos se encuentran fuera del diagrama por un escaso margen, por lo que se decide optar por la primera disposición de acero.

Del análisis se obtiene un  $V_u = 62\ 000\ \text{kg}$ , pero de acuerdo a la Norma para un muro de corte de debe de cumplir con:  **$V_u \geq V_{ua}$  (Mur /  $M_{ua}$ ).**

Mur ( $M_n$ ) es aproximadamente  $900.0\ \text{ton.m}$ , el cual está asociado al  $P_u$  de  $167523\ \text{kg}$ ., además el  $M_{ua}$  es  $509.6\ \text{ton.m}$ , con esto se tiene:

$$V_u = 62\ 000 * (900.0 / 509.6) = 62\ 000 * (1.76) = 108\ 900\ \text{kg}.$$

Para  $t = 15\ \text{cm}$  y  $d = 0.8 * 410 = 328\ \text{cm}$ , se tiene:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * t * d = 0.53 * \sqrt{210} * 15 * 328 = 37790\ \text{kg}, \text{ por tanto:}$$

$$V_s = 108\ 900 / 0.85 - 37790 = 90\ 325\ \text{kg}; \quad S = 1.29 * 4200 * 328 / 90325 = 20\ \text{cm}.$$

Para el diseño por deslizamiento se tiene:

$$V_u = \phi V_n = \phi u * (N_u + A_v * f_y)$$

$$108\ 900 = 0.85 * (0.9 * 86000 + A_v * 4200)$$

$$A_v = 12.1\ \text{cm}^2$$

Como el alma mide  $3.60\ \text{m}$  entonces se necesita  $\phi 3/8" @ .20$  como acero repartido en

el alma.

La figura 60 presenta la placa 4 con el refuerzo colocado.

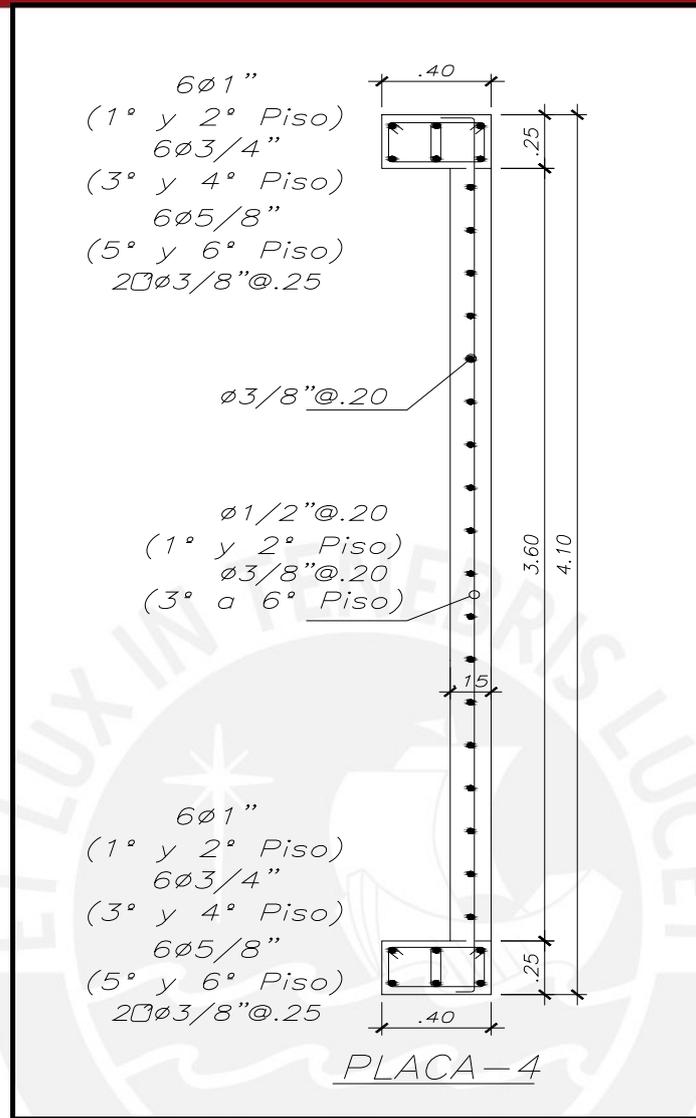


FIGURA 60 Placa 4.

## 8. DISEÑO DE CIMENTACIÓN.

La cimentación es la parte de la estructura encargada de llevar todas las cargas originadas en la misma hacia el suelo, sin que ocurran problemas de asentamientos diferenciales, deslizamientos ni exceder el esfuerzo admisible del suelo.

El esfuerzo admisible es 3.00 kg/cm<sup>2</sup> y el nivel de cimentación es -1.50m medido desde el nivel natural del terreno.

La cimentación al realizar su función origina en sus elementos solicitaciones de Mu y Vu, los cuales deben ser menores o iguales a sus resistencias de diseño  $\phi M_n$  y  $\phi V_n$ . El diseño de la cimentación se realiza siguiendo los lineamientos establecidos por la Norma E-030 y E-060.

Para los casos de zapatas rectangulares, el cálculo de la presión que se trasmite al suelo se realizará mediante la distribución de presiones establecida por Meyerhoff. El cual establece que la presión de una zapata rectangular transmitida al terreno está dada por la siguiente ecuación:

$\sigma = P / [2B*(L/2-e)]$ , donde "L" es la dimensión de la zapata en la dirección del análisis, "B" es la dimensión perpendicular y "e" es la excentricidad.

Para las placas que tiene otras formas se utiliza la distribución lineal de presiones dada por:

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

Los resultados de esta ecuación deben de ser positivos, ya que un valor negativo significa que el suelo estaría trabajando en tracción, lo cual no es aceptado.

### 8.1. Ejemplo de diseño de cimentación.

A manera de ejemplo se diseñarán las zapatas de la columna C5 y la placa 4, las cuales van a estar conectadas, debido a que la placa 4 se encuentra en el límite de propiedad y el momento flector debido a la excentricidad va a ser tomado por la viga de cimentación.

Al inicio se propuso una zapata para la placa 4 con la geometría que se puede observar en la figura 61, debido a que se supone que las cargas de gravedad van a descender a través de los núcleos de la placa por la orientación del aligerado de todos los pisos.

La figura 61 presenta un esquema de cómo se proyectan las formas de las zapatas.

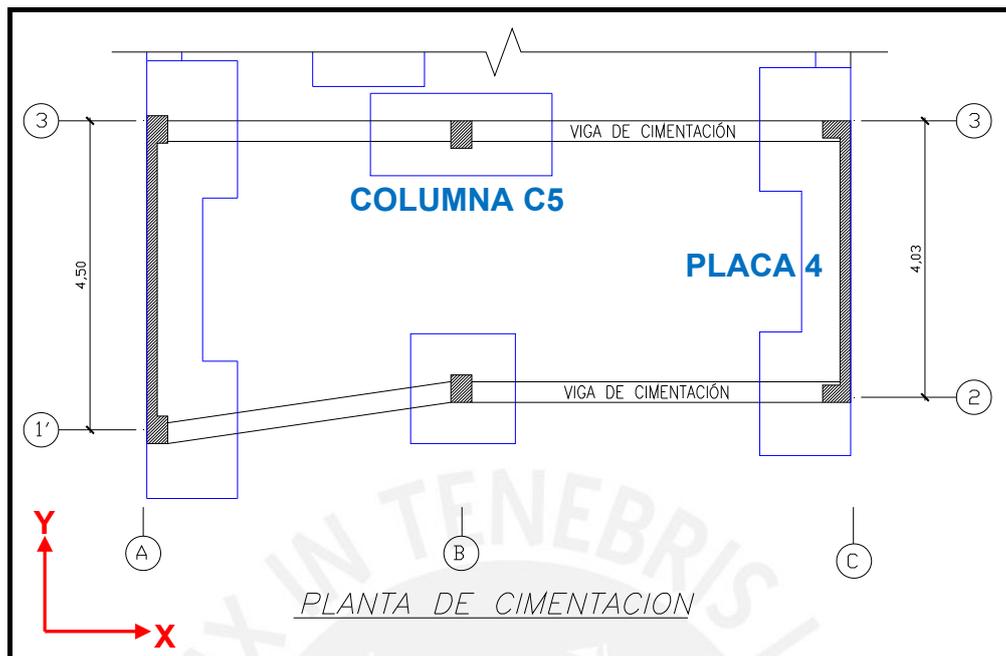


FIGURA 61 Forma de zapata Placa 4 y C5.

Por lo explicado anteriormente se decide diseñar las zapatas de los núcleos de la placa como si fuesen columnas aisladas excéntricas conectadas con vigas de cimentación, para que transmitan al suelo las cargas de gravedad, es decir se asume que va a ocurrir un efecto local. Mientras que la zapata total de la placa 4 estará preparada para recibir las solicitaciones sísmicas en la dirección Y-Y.

La forma de la zapata de la columna C5, será rectangular con un lado considerablemente mayor respecto del otro, para evitar que se traslape con la zapata de la placa central.

#### 8.1.1. Diseño de cimentación columna C5 y núcleo de placa 4.

En la tabla 37 se presentan las cargas transmitidas al terreno de ambos elementos.

Tabla 37. Fuerzas transmitidas de C5 y placa 4 a cimentación.

Cargas	Columna C5			Núcleo de placa 4		
	P (ton)	Mxx (ton.m)	Myy (ton.m)	P (ton)	Mxx (ton.m)	Myy (ton.m)
Carga muerta	68.8	0.3 (antih.)	0.1	32.3	0.9 (horario)	0.0
Carga viva	15.5	0.1 (antih.)	0.0	7.9	0.2 (horario)	0.0
Sismo X-X	1.8	0.9	0.0	5.9	0.9	0.0
Sismo Y-Y	1.6	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0

El área tentativa para el núcleo (.40 x .25) es  $(32.3 + 7.9) \cdot 1.05 / 30 = 1.41 \text{ m}^2$ .

Si se hace la zapata de  $B=1.20\text{m}$  y  $L=1.30\text{m}$ , se obtiene:

Área =  $1.56\text{ m}^2$  y una excentricidad  $e = 0.45\text{m}$ .

Con lo anterior se puede plantear un modelo estructural, para poder hallar las reacciones en el suelo. La figura 62 muestra el desarrollo del modelo.

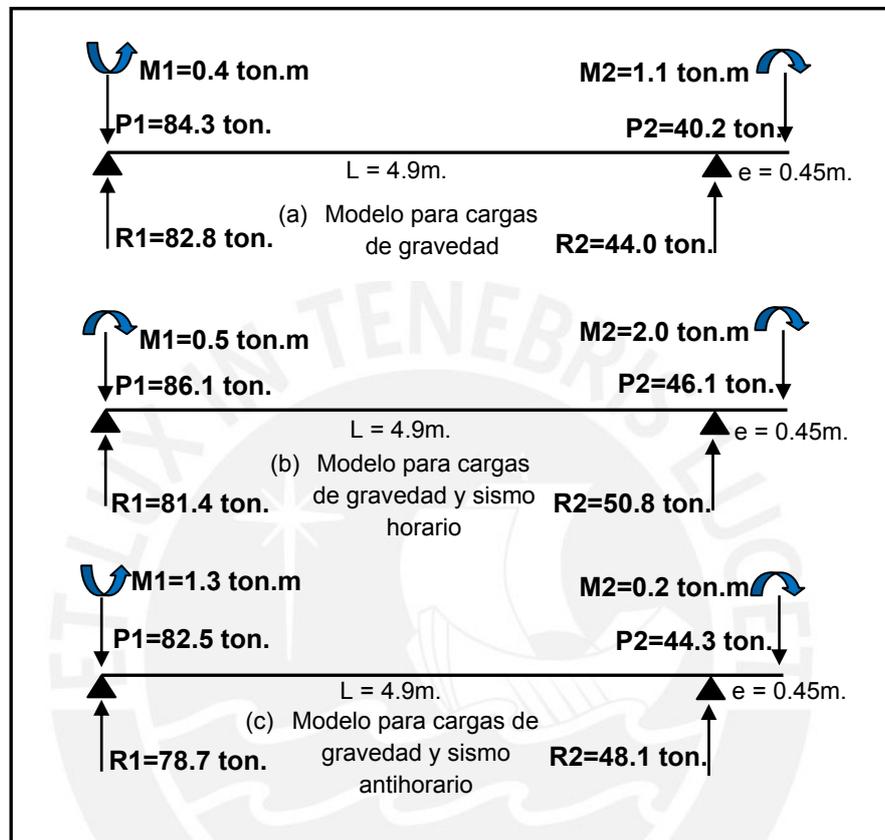


FIGURA 62 Reacciones en el suelo.

Primera verificación. Sin sismo.

Se calculan las presiones considerando un 5% del peso propio y los momentos flectores por cargas de gravedad en el sentido transversal es decir en la dirección Y-Y son prácticamente cero. Para el núcleo de la placa 4 se tiene:

$$\sigma = \frac{44 \cdot 1.05}{1.2 \cdot 1.3} = 29.6 < 30.0 \text{ ton/m}^2$$

Para la zapata de la columna C5, se tiene:

Área =  $82.8 \cdot 1.05 / 30 = 2.90\text{ m}^2$ . Se escoge una zapata de  $B = 1.2\text{m}$  y  $L = 2.6\text{m}$ .

Como se puede apreciar en la tabla 36, los momentos flectores en la dirección Y-Y son despreciables por tanto verificando presiones en la zapata de la columna C5, se tiene:

$$\sigma = \frac{82.8 * 1.05}{1.2 * 2.6} = 27.9 < 30.0 \text{ ton/m}^2$$

Segunda verificación. Con sismo horario. Según La Norma E.060 la presión admisible del suelo se puede aumentar en un 30%.

Para el núcleo de la placa 4 se tiene:

$$\sigma = \frac{50.8 * 1.05}{1.2 * 1.3} = 34.2 < 1.3 * 30.0 \text{ ton/m}^2 = 39.0 \text{ ton/m}^2$$

Para la columna C5, se tiene:

$$\sigma = \frac{81.4 * 1.05}{1.2 * 2.6} = 27.4 < 39.0 \text{ ton/m}^2$$

Tercera verificación. Con sismo antihorario.

Para el núcleo de la placa 4 se tiene:

$$\sigma = \frac{48.1 * 1.05}{1.2 * 1.3} = 32.4 < 39.0 \text{ ton/m}^2$$

Para la columna C5, se tiene:

$$\sigma = \frac{78.7 * 1.05}{1.2 * 2.6} = 26.5 < 39.0 \text{ ton/m}^2$$

Cuarta verificación. Con sismo en el sentido Y-Y. Se trabajará con las reacciones halladas en la primera verificación aumentando axial y momento de sismo en la dirección Y-Y.

Para la columna C5, se tiene:

$$\sigma = \frac{(82.8 + 1.6) * 1.05}{1.2 * 2.6} \pm \frac{6 * 0.9}{2.6 * 1.2} = 28.4 \pm 1.5 = 29.2 \text{ ton/m}^2 \text{ y } 26.9 \text{ ton/m}^2 < 39.0 \text{ ton/m}^2$$

La cimentación del núcleo de la placa 4 ante los efectos de las cargas en el sentido Y-Y serán estudiados cuando se estudie la zapata de la placa 4 en su totalidad.

Diseño: Para el diseño en concreto armado se debería repetir el mismo proceso pero con las cargas amplificadas, sin embargo se puede trabajar con una presión última aproximada. Este procedimiento consiste en amplificar la presión en el suelo por un factor 1.60 si no se considera sismo, y por 1.25 si se considera sismo.

Para la zapata del núcleo de la placa 4 el diseño se realizará una vez conocidos los efectos en la zapata completa en la dirección Y-Y, sin embargo la dimensión hallada en la dirección X se mantendrá constante para no aumentar la excentricidad y si fuese necesario se aumentará la dimensión en la dirección Y.

Para la zapata de la columna C5 se tiene:  $\sigma_u = 27.9 * 1.6 = 44.64 \text{ ton/m}^2$

La figura 63 muestra la planta de la zapata con las secciones de diseño por punzonamiento, fuerza cortante y flexión. La altura de la zapata se plantea en 0.60m.

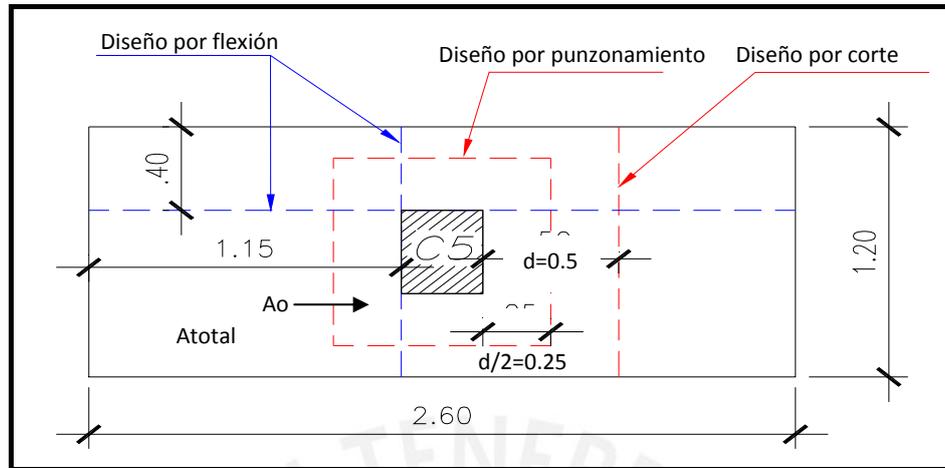


FIGURA 63 Planta de zapata con secciones de diseño.

Punzonamiento: La sección crítica ocurre a  $d/2$  a cada lado de la cara de la columna. Por tanto:  $A_o = 0.9 \times 0.8 = 0.72 \text{ m}^2$ ,  $A_{total} = 2.6 \times 1.2 = 3.12 \text{ m}^2$  y  $b_o = 3.4\text{m}$ .

$$V_u = (3.12 - 0.72)44.6 = 107 \text{ ton.}, V_c = [0.53 + 1.1 / (0.4/0.3)] * \sqrt{210} * 340 * 50 = 334 \text{ ton.}$$

Pero  $V_c$  debe de ser menor que  $1.1 * \sqrt{210} * 340 * 50 = 270 \text{ ton}$ , entonces:

$$\phi V_c = 0.85 * 270 = 230 \text{ ton} > 107 \text{ OK.}$$

Por corte: Trabajando por metro de ancho en el volado longitudinal (de 1.15m), ya que en el otro sentido la sección crítica cae fuera de la zapata, se tiene:

$$V_u = 44.64 (1.15 - 0.5) = 29 \text{ ton}; \phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 50 = 32.7 \text{ ton} > 29 \text{ ton OK.}$$

Por flexión: Se trabajará también por metro de ancho.

-Volado en eje X = 1.15m.

-Volado en eje Y = 0.40m.

$$-M_u = 44.64 * 1.15^2 / 2 = 29.5 \text{ ton.m}$$

$$-M_u = 44.64 * 0.40^2 / 2 = 3.6 \text{ ton.m}$$

Con  $b = 100 \text{ cm}$  y  $d = 50 \text{ cm}$ , se tiene:

$$-A_{sx} = 16.2 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$-A_{sy} = 1.9 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

-Se coloca  $\phi 3/4" @ .15$

-Se coloca  $\phi 1/2" @ .20$

La viga de conexión: Se diseñará por flexión y cortante. Con los estados de cargas presentados en la figura 62 debidamente amplificados, se halla el momento flector y fuerza cortante máximos, los cuales son:  $M_u = 29.9 \text{ ton.}$  y  $V_u = 6.0 \text{ ton.}$  Se asumirá inicialmente una viga de  $0.30\text{m} \times 0.80\text{m}$ , por lo que se considera un peralte efectivo de  $0.70\text{m}$ .

Por flexión:  $M_u = 29.9 \text{ ton.m}$ ,  $b = 0.30\text{m}$  y  $d = 0.70\text{m}$ , entonces  $A_s = 12.2 \text{ cm}^2$ . Se

colocan  $5\phi 3/4$ ".

Por corte:  $\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 30 \cdot 70 = 13.0\text{ton} > V_u = 6.0\text{ton}$ .

Como se sabe que la separación máxima es  $d/2$ , y que además se debe evitar la

fisuración se decide colocar estribos de  $\phi 3/8$ " @ 0.25m.

### 8.1.2. Diseño de cimentación de placa 4.

Para la placa 4 se tiene las siguientes cargas:

$P_m = 85.6 \text{ ton}$ ,  $P_v = 14.9 \text{ ton}$ .  $P_{sy} = 15.8 \text{ ton}$  y  $M_{sy} = 220 \text{ ton.m}$ .

Las cargas que no son consideradas para este análisis, ya fueron consideradas en el análisis de la cimentación del núcleo o es porque son despreciables en relación a las presentadas.

Como ya se mencionó en el análisis de la cimentación del núcleo de la placa en estudio, la dimensión flexible es 1.20m (paralela al eje Y), luego de realizar algunos cálculos esta tuvo que aumentarse hasta el punto que se decidió juntar las zapatas de los dos núcleos de la placa, es decir trabajar con una zapata total rectangular de 1.30x6.00.

Al aplicar la fórmula de Meyerhoff, se tiene:

$$\sigma = P / [2B \cdot (L/2 - e)] = (85.6 + 14.9 + 15.8 + 11.2) / [2 \cdot 1.3 \cdot (6.0/2 - 220/127.5)] = 38.3\text{ton/m}^2. < 39 \text{ ton/m}^2. \text{ Por tanto } \sigma_u = 38.3 \cdot 1.25 = 47.8 \text{ ton/m}^2$$

La figura 64 muestra la planta de la zapata de la placa 4 con las secciones de diseño.

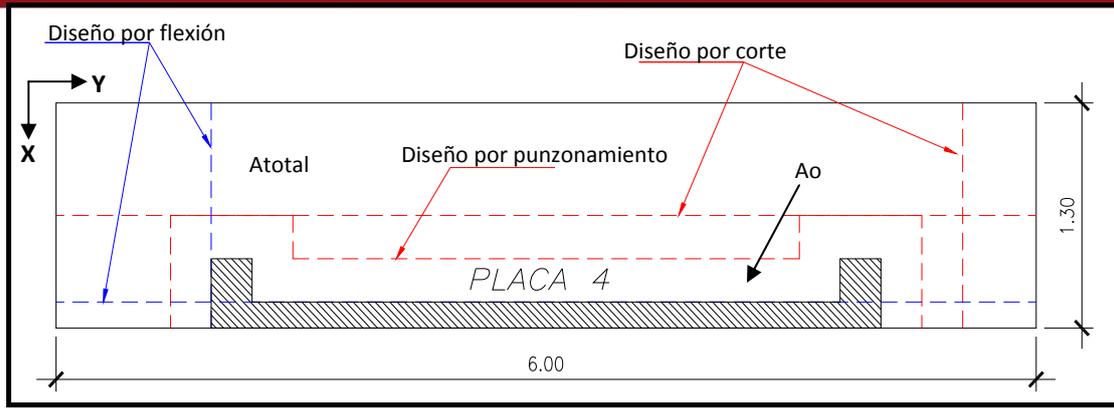


FIGURA 63 Planta de zapata con secciones de diseño.

**Punzonamiento:** La sección crítica ocurre a  $d/2$  a cada lado de la cara de la placa.

Por tanto:  $A_o = 2.22 \text{ m}^2$ ,  $A_{total} = 1.3 \cdot 6.0 = 7.80 \text{ m}^2$  y  $b_o = 6.40 \text{ m}$ .

$V_u = (7.80 - 2.22) \cdot 47.8 = 267 \text{ ton.}$ ,  $V_c = [0.53 + 1.1 / (4.10/0.15)] \cdot \sqrt{210} \cdot 640 \cdot 50 = 265 \text{ ton.}$

Pero  $V_c$  debe de ser menor que  $1.1 \cdot \sqrt{210} \cdot 640 \cdot 50 = 510 \text{ ton}$ , entonces:

$\phi V_c = 0.85 \cdot 266 = 225 \text{ ton} < 267$  entonces aumentamos la altura de la zapata a  $0.70 \text{ m}$ ,

con lo cual se tiene:  $V_c = [0.53 + 1.1 / (4.10/0.15)] \cdot \sqrt{210} \cdot 640 \cdot 60 = 318 \text{ ton.}$

$\phi V_c = 0.85 \cdot 318 = 270 \text{ ton} > 267$  **OK.**

**Por corte:** Trabajando por metro de ancho en el volado transversal (dirección X, de  $1.15 \text{ m}$ ), se tiene:

$V_u = 47.8 (1.15 - 0.6) = 26 \text{ ton}$ ;  $\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 60 = 39 \text{ ton} > 26 \text{ ton}$  **OK.**

**Por flexión:** Se trabajará también por metro de ancho.

-Volado en eje X =  $1.15 \text{ m}$ .

-Volado en eje Y =  $1.15 \text{ m}$ .

- $M_u = 47.8 \cdot 1.15^2 / 2 = 31.6 \text{ ton.m}$

- $M_u = 47.8 \cdot 0.95^2 / 2 = 21.6 \text{ ton.m}$

Con  $b = 100 \text{ cm}$  y  $d = 60 \text{ cm}$ , se tiene:

- $A_{sx} = 14.1 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

- $A_{sy} = 9.7 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

-Se coloca  $\phi 3/4" @ .20$

-Se coloca  $\phi 5/8" @ .20$

La figura 64 muestra los detalles de la cimentación diseñada.

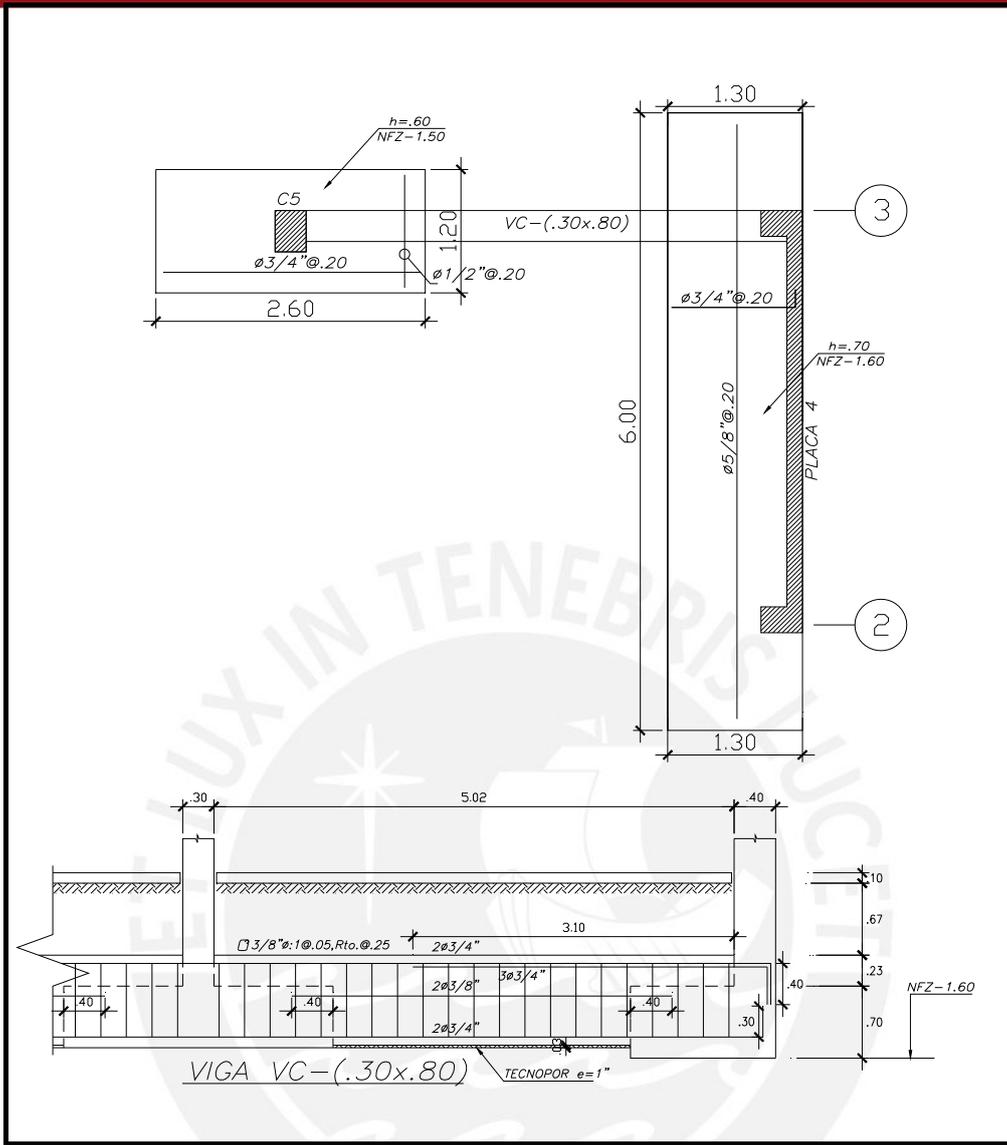


FIGURA 64. Planta de cimentación diseñada.

## 9. METRADO DE ACERO Y CONCRETO.

Para determinar la incidencia del acero y del concreto en cada uno de los elementos estructurales que conforman el edificio, se realizó un metrado de los mismos. Además para tener un ratio global de los materiales con respecto al área total construida, cabe recordar que el área total construida es 823m<sup>2</sup>. A continuación se muestra un resumen del metrado de cada uno de los elementos con las incidencias mencionadas anteriormente.

### Cimentación:

- Acero : 228 kg.
- Concreto : 19 m<sup>3</sup>.
- Incidencia de acero sobre el concreto: 12 kg/m<sup>3</sup>.
- Incidencia del acero sobre el área techada: 0.3 kg/m<sup>2</sup>.

### Placas:

- Acero : 8 130 kg.
- Concreto : 118 m<sup>3</sup>.
- Incidencia de acero sobre el concreto: 69 kg/m<sup>3</sup>.
- Incidencia del acero sobre el área techada: 10 kg/m<sup>2</sup>.

### Columnas:

- Acero : 3062 kg.
- Concreto : 17 m<sup>3</sup>.
- Incidencia de acero sobre el concreto: 180 kg/m<sup>3</sup>.
- Incidencia del acero sobre el área techada: 3.7 kg/m<sup>2</sup>.

### Vigas:

- Acero : 6856 kg.
- Concreto : 50 m<sup>3</sup>.
- Incidencia de acero sobre el concreto: 137 kg/m<sup>3</sup>.
- Incidencia del acero sobre el área techada: 8 kg/m<sup>2</sup>.

### Losas aligeradas:

- Acero : 2955 kg.
- Concreto : 54 m<sup>3</sup>.
- Incidencia de acero sobre el concreto: 54 kg/m<sup>3</sup>.
- Incidencia del acero sobre el área techada: 3.6 kg/m<sup>2</sup>.

Para todo el edificio incluyendo cisterna, cuarto de bombas, tanque elevado y escaleras se tiene:

- Acero : 21 230 kg.
- Concreto : 258 m<sup>3</sup>.
- Incidencia del acero sobre el concreto: 83 kg/m<sup>3</sup>.
- Incidencia del acero sobre el área total construida: 26 kg/m<sup>2</sup>.
- Incidencia del concreto sobre el área total construida: 0.34 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.

## 10. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.

- Al usar los criterios de estructuración y predimensionamiento explicados se obtiene una respuesta satisfactoria del comportamiento de la estructura, ante las cargas de gravedad y sísmicas. Sin embargo cuando se predimensionaron las columnas se dieron dimensiones algo mayores por recomendación del asesor de tesis, ya que según su criterio dichas dimensiones eran apropiadas para un edificio de seis pisos, es por esto que en la mayoría de las columnas el acero dispuesto es el mínimo.
- En el sentido X-X a pesar de contar con una baja densidad de placas, se observa que tal como se había pensado estas toman casi la totalidad de la fuerza sísmica. Mientras que los sistemas formados por columnas y vigas trabajan prácticamente solo ante cargas de gravedad, teniendo fuerzas internas pequeñas debido a las sollicitaciones sísmicas.
- Se puede concluir que a pesar que la estructura califica como regular y cumple con los desplazamientos permitidos por la Norma Peruana, se hubiese podido mejorar su comportamiento sísmico si se tendría una densidad de placas parecidas en los dos ejes exteriores en el sentido Y, obteniendo así un desplazamiento cercano al traslacional cuando el sismo actúa en la dirección Y-Y.
- Al cimentarse la estructura en un suelo relativamente bueno y con la presencia de una buena densidad de placas, se obtiene un cortante sísmico bajo del orden del 16% del peso del edificio.
- Cuando se realiza un análisis sísmico con un modelo pseudo-tridimensional mediante pórticos planos, se puede obtener una mayor sensibilidad del comportamiento de cada elemento y así poder diagnosticar algún comportamiento fuera de lo racionalmente esperado.
- Para el análisis por cargas de gravedad se supuso que el desplazamiento vertical fue nulo, es por esto que las vigas se diseñaron separando cada entrepiso, y así tener en cuenta el proceso constructivo.
- La cimentación de los elementos que se encuentran pegados a los límites de propiedad siempre necesitan vigas de conexión para poder tomar los efectos de la excentricidad existente, ya que si se sigue aumentando las dimensiones de la zapata, la excentricidad cada vez se vuelve más crítica. Al colocar las vigas de cimentación da la impresión que las zapatas las cuales trabajan como losas se apoyan sobre estas, sin embargo para este trabajo no se consideró dicho efecto, ya

que sino hubiese sido necesario diseñar las vigas con un corte proveniente de toda la presión del suelo que actúa sobre zapata.

- Para el diseño por fuerza cortante de las placas, por recomendación del asesor de tesis no se tomó en cuenta el factor de amplificación sísmica dado en la Norma Peruana, debido a que se considera un factor discutible.

Además no se tomó en cuenta la fórmula dada por la Norma para el aporte del concreto en el diseño de fuerza cortante de muros cuando están sometidos a cargas de compresión. Esto se consideró de tal manera por recomendación del asesor y además por considerarla poco conservadora.



### Referencias bibliográficas.

1. Norma técnica de edificación E020-Cargas.
2. Norma técnica de edificación E030-Diseño Sismorresistente.
3. Norma técnica de edificación E050-Suelos y Cimentaciones.
4. Norma técnica de edificación E060-Concreto Armado.
5. Blanco Blasco, Antonio. Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado – 1997.
6. Blanco Blasco, Antonio. Conferencia Cimentaciones superficiales y profundas – 13 de junio de 1991.
7. Blanco Blasco, Antonio. Apuntes del curso de Concreto Armado II.
8. San Bartolomé, Angel. Análisis de Edificios – Fondo editorial Pucp – 1999.
9. Ottazzi Pasino, Gianfranco. Apuntes del curso de Concreto Armado I – Fondo editorial Pucp – 2006.
10. Ottazzi Pasino, Gianfranco. Programa "VIGA" - Mayo 1998.
11. Ottazzi Pasino, Gianfranco. Programa "DINREC" - Mayo 1998.
12. Muñoz Peláez, Alejandro. Ingeniería Sismorresistente – Fondo editorial Pucp – 2004.
13. Habibullah, Ashraf. Structural Analysis Program SAP2000 v9.1.6, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, 2004.