



PONTIFICIA **UNIVERSIDAD CATÓLICA** DEL PERÚ

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

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



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



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

**DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 7  
NIVELES**

Tesis para optar el Título de INGENIERO CIVIL, que presentan los bachilleres:

**MIGUEL ÁNGEL RUIZ PALACIOS**  
**EDWARD CLARENCE CAMPOS CAMPOS**

**ASESOR: Ing. Alejandro Muñoz Peláez**

Lima, diciembre del 2009

## RESUMEN

En este trabajo se realizó el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete pisos y un semisótano, ubicado en el distrito de San Borja, sobre un terreno con una capacidad portante de  $30 \text{ ton/m}^2$ . Como tema complementario se estudió la respuesta del edificio a dos acelerogramas peruanos de sismos recientes.

El sistema de techado utilizado es de losas aligeradas con viguetas prefabricadas tipo Firth y losas macizas. El sistema estructural consiste en muros de corte, combinados con pórticos de columnas y vigas de concreto armado, En el semisótano se cuenta con muros de concreto armado en todo el perímetro para resistir los empujes de tierras.

Los muros fueron predimensionados de tal manera que el 80% de la fuerza cortante sísmica de diseño del análisis estático, sea resistida únicamente por el concreto, mientras que para predimensionar las columnas solo se considero la carga axial.

Para realizar el análisis del edificio se desarrolló un modelo tridimensional con todos los elementos estructurales. Las solicitaciones se obtuvieron del NTE E-0.20. Se verificó que las derivas fueran menores a los valores permitidos en NTE E-0.30.

El diseño por cortante de las vigas fue cubierto por los criterios mínimos de confinamientos que indica la NTE E-060. Los requisitos de corte en columnas se cumplieron con los estribos mínimos y en el caso de las placas, la cuantía mínima satisfizo la demanda de corte de las mismas.

Los acelerogramas empleados fueron los del sismo del 15 de agosto del 2007 registrados en las ciudades de Pisco y Lima con valores picos de  $0.37g$  y  $0.04g$  respectivamente. Estas señales fueron escaladas a  $0.2g$  para hacerlas representativas de nuestros sismos frecuentes.

Al comparar los espectros de pseudo-aceleraciones de ambas señales y el espectro de diseño, la señal registrada en Pisco produjo mayores amplificaciones de la aceleración.

Se estudió la respuesta del edificio y se obtuvo que la cortante basal del edificio, obtenida con la señal de Pisco triplicaba la cortante basal de diseño. De igual manera, al realizar el análisis de la placa más esforzada se hallaron resultados similares.

Hay muchas posibilidades de que este edificio entre en el rango inelástico para un sismo con una aceleración pico de  $0.2g$ .

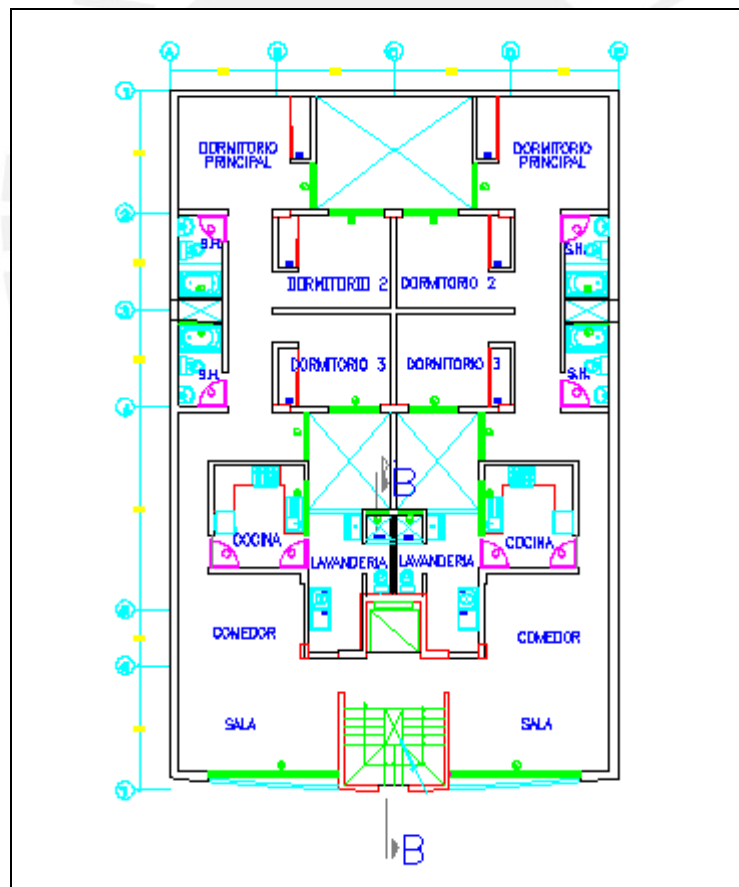
## ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES.....</b>	<b>01</b>
<b>CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.....</b>	<b>03</b>
2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN.....	03
2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	04
<b>CAPÍTULO 3: ANÁLISIS POR CARGAS VERTICALES.....</b>	<b>10</b>
3.1. CARGAS DE DISEÑO.....	10
3.2. MODELO ESTRUCTURAL.....	10
3.3. INFLUENCIA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN LAS FUERZAS INTERNAS.....	14
3.4. RESULTADOS OBTENIDOS.....	18
<b>CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO.....</b>	<b>21</b>
4.1 INTRODUCCIÓN.....	21
4.2 ANÁLISIS DE MODOS DE VIBRACIÓN.....	21
4.3 ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL.....	22
4.3.1. ESPECTRO DE DISEÑO.....	22
4.3.2. DESPLAZAMIENTOS DE RESPUESTA.....	22
4.3.3. CORTANTE DE DISEÑO.....	23
4.4. FUERZAS INTERNAS.....	25
4.5. JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA Y ESTABILIDAD DEL EDIFICIO.....	27
<b>CAPITULO 5: FUNDAMENTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.....</b>	<b>28</b>
5.1. DISEÑO POR FLEXIÓN.....	29
5.2. DISEÑO POR CORTANTE.....	32
5.3. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.....	33
5.4. DETALLES DE REFUERZO.....	35
<b>CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS.....</b>	<b>39</b>

6.1. CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO DE LOSAS.....	39
6.2. CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO DE VIGAS .....	39
6.3. EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA ALIGERADA.....	41
6.4. EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA.....	42
6.5. EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGA PERALTADA.....	43
<b>CAPÍTULO 7: DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES</b>	
<b>(COLUMNAS Y PLACAS).....</b>	<b>48</b>
7.1. CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS.....	48
7.2. CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO DE PLACAS.....	49
7.3. EJEMPLO DE DISEÑO DE COLUMNAS.....	49
7.4. EJEMPLO DE DISEÑO DE PLACA.....	52
<b>CAPÍTULO 8: DISEÑO DE CIMENTACIÓN Y OTROS ELEMENTOS.....</b>	<b>56</b>
8.1. DISEÑO DE ZAPATA AISLADA.....	56
8.2. DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA.....	57
8.3. DISEÑO DE ZAPATA CONECTADA.....	59
8.4. DISEÑO DE ESCALERAS.....	61
<b>CAPÍTULO 9: RESPUESTA DINÁMICA DEL EDIFICIO A ACELEROGRAMAS PERUANOS RECIENTES.....</b>	<b>63</b>
9.1 SEÑALES EMPLEADAS.....	63
9.2. RESPUESTA DEL EDIFICIO A LAS SEÑALES UTILIZADAS.....	64
9.3. VERIFICACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA.....	66
9.4 ESTUDIO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.....	67
<b>CAPÍTULO 10. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....</b>	<b>73</b>
<b>CAPÍTULO 11. BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>76</b>

## CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES

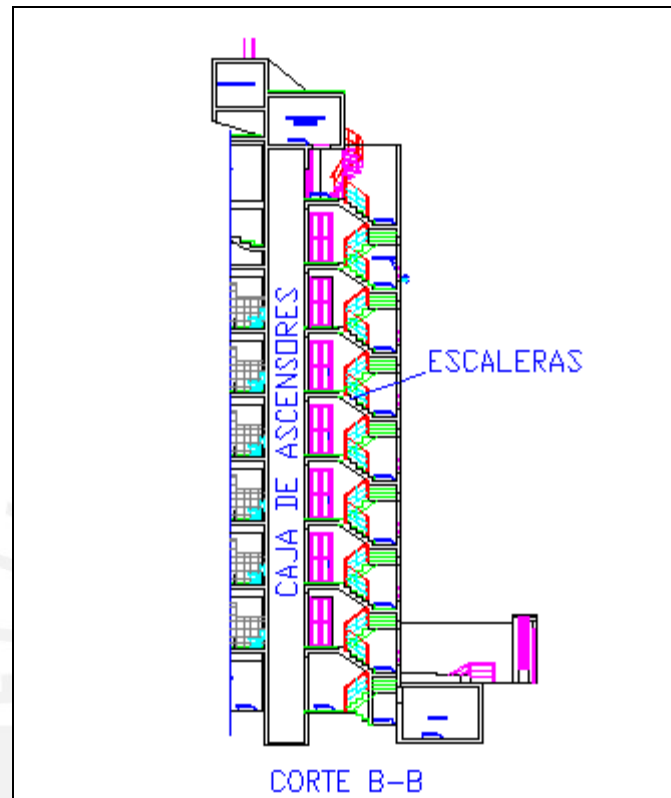
El edificio que se diseña en la presente tesis, está destinado a viviendas y se ubica en el distrito de San Borja, en una zona residencial. Limita por 3 frentes con edificaciones vecinas; cuenta con un semisótano, siete pisos y una azotea. En el semisótano de 249 m<sup>2</sup>, se dispone de ocho estacionamientos, la cisterna de agua, con una capacidad de trece metros cúbicos y el cuarto de bombas; además, se cuenta con seis estacionamientos adicionales, en la parte exterior del edificio. En el piso típico de 235 m<sup>2</sup>, encontramos dos departamentos por piso. En la azotea de 98 m<sup>2</sup> de área techada, además de unos ambientes adicionales correspondientes a los dúplex del séptimo piso, se accede al cuarto de máquinas y al tanque elevado, con capacidad de seis metros cúbicos. En la figura 1.1 se muestra la planta de arquitectura del piso típico.



**Figura 1.1 Planta de Arquitectura del Piso Típico**

El edificio presenta dos accesos: uno vehicular, a través de un rampa que conduce al semisótano, y otro peatonal, por unas escaleras que conducen a un hall de ingreso en el semisótano. La circulación horizontal se facilita por medio de corredores en cada

departamento. La circulación vertical entre los nueve niveles se facilita por un ascensor que se ubica en el mencionado hall, además de una escalera principal al frente de éste. Adicionalmente cada dúplex cuenta con una escalera interna. En la figura 1.2 se muestra el corte B-B donde se muestra la circulación vertical del edificio.



**Figura 1.2 Corte B-B**

La estructura es de concreto armado, con un  $f'c$  nominal de  $210 \text{ kg/cm}^2$  en todos los elementos estructurales. El sistema estructural consiste en muros de corte, combinados con pórticos conformados por columnas y vigas, que sirven de apoyo a las losas aligeradas con viguetas prefabricadas tipo Firth o a las losas macizas, de ser el caso. En el semisótano se cuenta con muros de concreto armado en todo el perímetro para resistir el empuje de tierras.

Los tabiques son de albañilería de arcilla sólida cocida.

El acero de refuerzo en el concreto armado es de grado 60, cuyo esfuerzo de fluencia mínimo es de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ , de acuerdo a la norma ASTM A-615.

La capacidad portante del suelo considerada es de  $30 \text{ ton/m}^2$ .

Para realizar el análisis y diseño del edificio, se ha empleado el Reglamento Nacional de Edificaciones.

## CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

### 2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

Dada la condición de que nos encontramos en una zona de alta sismicidad, se requiere que el sistema estructural del edificio esté orientado a conseguir un buen desempeño sísmico, por lo que se busca que la estructuración sea lo más simple posible; es por esto que debemos considerar algunos criterios universalmente aceptados e incluidos en la norma E.030 como: simplicidad y simetría, resistencia y ductilidad, hiperestaticidad y monolitismo, uniformidad y continuidad, rigidez lateral, diafragma rígido, peso mínimo, selección y uso adecuado de los materiales de construcción, consideración de las condiciones locales, buena práctica constructiva e inspección estructural rigurosa, etc.

Con los planos de arquitectura, se comienza a estructurar el proyecto, además de seguir los criterios mencionados anteriormente, se busca alterar lo menos posible la arquitectura del edificio, por lo que se ubican las columnas y placas de tal forma que se cumpla esto, respetando las áreas libres proyectadas en los planos de arquitectura. Además se evita que vigas peraltadas crucen dormitorios o la sala-comedor. Se busca que las vigas se apoyen en las columnas formando pórticos. En los techos se emplea en lo posible aligerado prefabricado, por ser una solución económica, además de agilizar el proceso constructivo; sin embargo, en algunos paños donde las dimensiones son mayores, y obligaría a elegir un mayor espesor, se opta por una losa maciza del mismo espesor que el aligerado, esto también se emplea en la zona de los baños, para que las tuberías de desagüe no alteren el comportamiento de la losa aligerada y no ocasione conflicto con los ladrillos de techo. Las vigas chatas se colocan para cargar tabiques que estén orientados en forma paralela a las viguetas, y en zonas de transición entre losa maciza y losa aligerada, donde no hay viga peraltada. Los muros de contención son empleados para resistir el empuje lateral de tierras en el semisótano.

La tabiquería no forma parte del sistema estructural, y solo se considera su peso para el análisis sísmico y de gravedad, para el posterior diseño de los elementos estructurales.



## 2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El predimensionamiento consiste en dar dimensiones tentativas a los elementos según recomendaciones basadas en la práctica ingenieril, la norma E-060 del reglamento Nacional de Edificaciones o limitaciones arquitectónicas, con cargo a verificarlos al momento del diseño final.

**Losa aligera Tipo Firth.** El manual de los fabricantes da recomendaciones para los peraltes y espaciamientos que se deben usar de acuerdo a la luz del paño. En la tabla 2.1 se muestra los peraltes recomendados de acuerdo a las luces del paño.

**Tabla 2.1 Peralte de losas recomendados por el fabricante según la luz del paño**

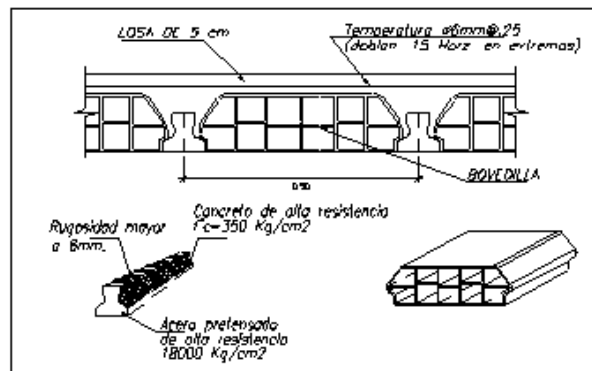
Luces (m)	0-5.1	5.1-6	6-7.5	7.5-8.5
Altura de losa (cm)	17 a 60	20 a 60	25 a 60	30 a 50

Existen distintos tipos de viguetas y cada uno tiene una capacidad de momentos últimos diferente. Además hay que cumplir con los requisitos de transporte y manipulación que se muestran en la siguiente tabla.

**Tabla 2.2 Limitaciones de las series de viguetas por transporte y manipuleo**

Descripción	V101	V102	V103	V104	V105
LUZ MAXIMA DE VIGUETA (m)	4.5	5.5	6.5	7.5	8.5

Finalmente se eligió un aligerado de 20cm de peralte y 50cm de espaciamiento en todos los pisos del edificio. Si bien es cierto se podía escoger con espaciamiento cada 60 cm, se optó por 50cm por un tema de disponibilidad del ladrillo bovedilla en el Perú. La figura 2.1 muestra la sección transversal del aligerado escogido.



**Figura 2.1 Sección transversal del aligerado elegido<sup>1</sup>**

<sup>1</sup> Firth Industries Peru S.A., Manual de Diseño, Proceso Constructivo y de Detalles

**Losa maciza.** El criterio para predimensionar el espesor ( $h$ ) de las losas macizas, se toma de la Norma E.060 Concreto Armado. Para un adecuado control de deflexiones con sobrecargas menores a  $300 \text{ Kg/m}^2$  y luces menores a  $7.5 \text{ m}$ , la Norma sugiere:

$$h \geq L/30$$

Al tener una luz de  $5.27 \text{ m}$ , el espesor de la losa considerado fue de  $20 \text{ cm}$ , cabe indicar que en la zona de baños, a pesar de tener luces menores, se escogió el mismo espesor para uniformizarlo con la losa aligerada del edificio.

**Vigas.** Las vigas se predimensionan considerando un peralte de un décimo a un doceavo de la luz libre. El ancho varía entre el 30% y 50% de la altura, además como criterio sismorresistente, las vigas que formen pórticos deben tener un ancho mínimo de  $25 \text{ cm}$ . En nuestro caso:

La viga más larga presenta una luz de  $5.60 \text{ m}$ , por tanto:

$$h = \frac{5.60}{10} \quad \text{ó} \quad \frac{5.60}{12} = .56 \quad \text{ó} \quad .47 \text{ m}$$

Se usa una viga típica de  $25 \times 50$ , con cargo a verificar la viga VT-09, porque se trata de la viga más larga y que además tiene una carga puntual centrada, ya que otra viga se apoya sobre ésta.

**Columnas.** Las columnas se predimensionan considerando solo la carga axial que presentan, ya que el edificio posee muros de corte en cantidad suficiente en los dos sentidos, que son los que absorben la fuerza sísmica.

El área requerida por las columnas será:

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 f'c}$$

Donde:

$P$  servicio = Área tributaria  $\times$  # pisos  $\times$  Carga unitaria asumida

Carga unitaria asumida es de  $1 \text{ ton/m}^2$

Luego de predimensionar las columnas por carga axial, se procede a verificar por pandeo. En el primer piso, las columnas tienen una mayor longitud de pandeo y presentan mayor carga axial, por lo que deben verificarse por pandeo; además, en el piso que se reduzca la sección transversal de la columna.

Para las columnas del primer nivel se considera la longitud de pandeo desde la cara superior de la zapata hasta el fondo de viga, según muestra la figura 2.2

Para evitar el pandeo, como se deducen en las siguientes fórmulas, el cociente de la carga última entre la carga crítica tiene que ser menor que 0.6.

$$P_U \approx 1.5 P_{SERVICIO} \quad , \quad I = \frac{1}{12} ba^3 \quad , \quad I_{ef} = \frac{I}{5}$$

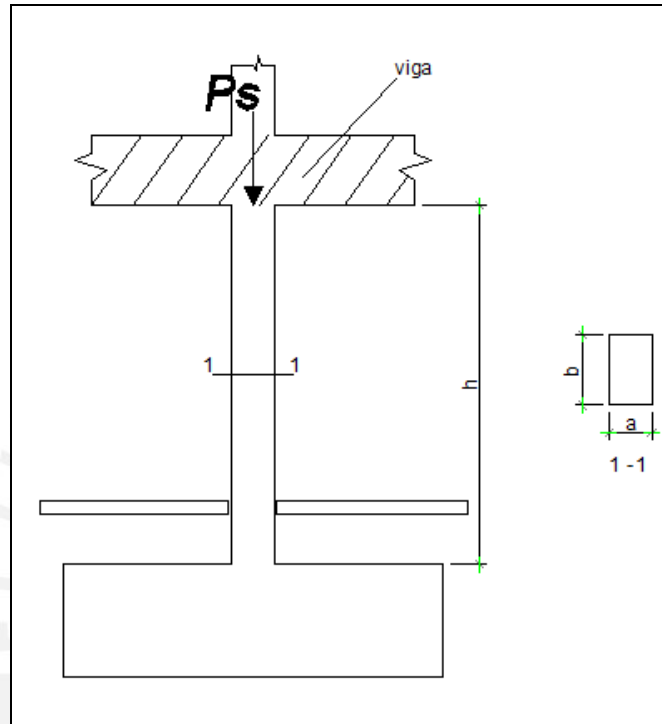


Figura 2.2 Longitud de pandeo en la columna en el nivel inferior

$$P_{cr} = \left( \frac{\pi}{kh} \right)^2 EI_{ef} \quad k = 1.0$$

Se debe procurar que:  $\phi P_{cr} > 1.6 P_U$        $\phi = 0.7$

$$\delta \ell = \frac{C_m}{1 - \frac{P_U}{\phi P_{cr}}} \approx 1, \quad \text{con } C_m \approx 0.4$$

Tenemos  $\frac{P_U}{\phi P_{cr}} \approx 0.6$       ó       $\phi P_{cr} \geq 1.6 P_U$

La tabla 2.3 presenta el área tributaria, el peso estimado, el área requerida, así como la sección elegida para las columnas en el nivel del semisótano. La disposición de éstas se aprecia en el gráfico 2.3 al final del capítulo.

Luego de haber predimensionado las columnas por carga axial, se procedió a verificar por pandeo en el semisótano con las secciones elegidas, para esto se comprobó que el cociente entre la carga última y la carga crítica sea menor que 0.6. La tabla 2.4 muestra la verificación que se realizó para las cuatro columnas en el semisótano.

**Tabla 2.3 Predimensionamiento de Columnas por carga axial.**

Columna	Área tributaria (m <sup>2</sup> )	Carga (ton/m <sup>2</sup> )	P servicio (ton)	A requerida (cm <sup>2</sup> )	Sección elegida (cm <sup>2</sup> )
C1	122	1	122	1291	30 x 50 = 1500
C2	65.2	1	65.2	690	25 x 50 = 1250
C3	120.3	1	120.3	1273	30 x 50 = 1500
C4	241.3	1	241.3	2553	30 x 80 = 2400

**Tabla 2.4 Verificación por pandeo en el semisótano**

	Área Sección (m <sup>2</sup> )	Carga Última (PU)	Inercia Crítica	H de entrepiso	phi*Pcr (COL)	PU/phi*Pcr (COL)	
C1	0.150	183.00	0.0011	2.5500	520	0.35	CUMPLE
C2	0.125	97.80	0.0007	2.5500	301	0.33	CUMPLE
C3	0.150	180.45	0.0011	2.5500	520	0.35	CUMPLE
C4	0.240	361.95	0.0018	2.5500	831	0.44	CUMPLE

Se decidió que las columnas C1 y C3 tuvieran una sección de 30 x 50 en el semisótano y de 25 x 50 en el resto de pisos. Como criterio de unificación en la columna C2 se escogió una sección de 25 x 50, a pesar de no necesitar esas dimensiones. Por otra parte, la columna C4, al ser la mas cargada, requería una sección de 30 x 80 en el semisótano, en los pisos siguientes se cambió a 25 x 80, pudiéndose reducir el peralte en pisos superiores, pero se optó por que sea de 80 en toda la altura para mantener la misma arquitectura (mismo tamaño de las ventanas en la zona que da al patio interior del edificio)

**Muros de corte.** Los muros se predimensionan considerando que los esfuerzos de corte producidos por el 80% de la fuerza cortante sísmica de diseño del análisis estático<sup>2</sup>, sean resistidos únicamente por el concreto de los mismos.

De tal forma el esfuerzo producido no excederá el esfuerzo resistente del concreto

$$A_c = \frac{0.8 \times V}{\phi \times 0.53 \times \sqrt{f'c}}$$

Donde:

<sup>2</sup> Carrillo de la Cruz, Rainer & Barriga Falcón, Yan, Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil: Diseño Estructural de un Centro Comercial en la Ciudad de Ayacucho, PUCP, Lima 2004.

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

$$\Phi = 0.85$$

$$Vx = 239 \text{ ton}$$

$$Vy = 369 \text{ ton}$$

En la tabla 2.5 se muestra el predimensionamiento de placas, donde apreciamos que el área disponible para placas es mayor que la requerida, tanto en la dirección XX como en la dirección YY.

**Tabla 2.5 Predimensionamiento de Placas**

	Sismo XX	Sismo YY
V (ton)	239	369
Área requerida (cm <sup>2</sup> )	29 288	45 218
Placa 1	80 x 25 x 2 + 200 x 25 = 9 000	137.5 x 20 x 2 = 5 500
Placa 2	115 x 20 x 2 = 4 600	260 x 15 x 2 = 7 800
Placa 3	-	400 x 25 x 2 = 20 000
Placa 4	-	380 x 25 x 2 = 19 000
Placa 5	420 x 20 x 2 = 16 800	370 x 25 x 2 = 18 500
Área disponible (cm <sup>2</sup> )	30 400	70 800

En la figura 2.3, se muestra la planta típica del edificio y las secciones de los diferentes elementos estructurales predimensionados en este capítulo.

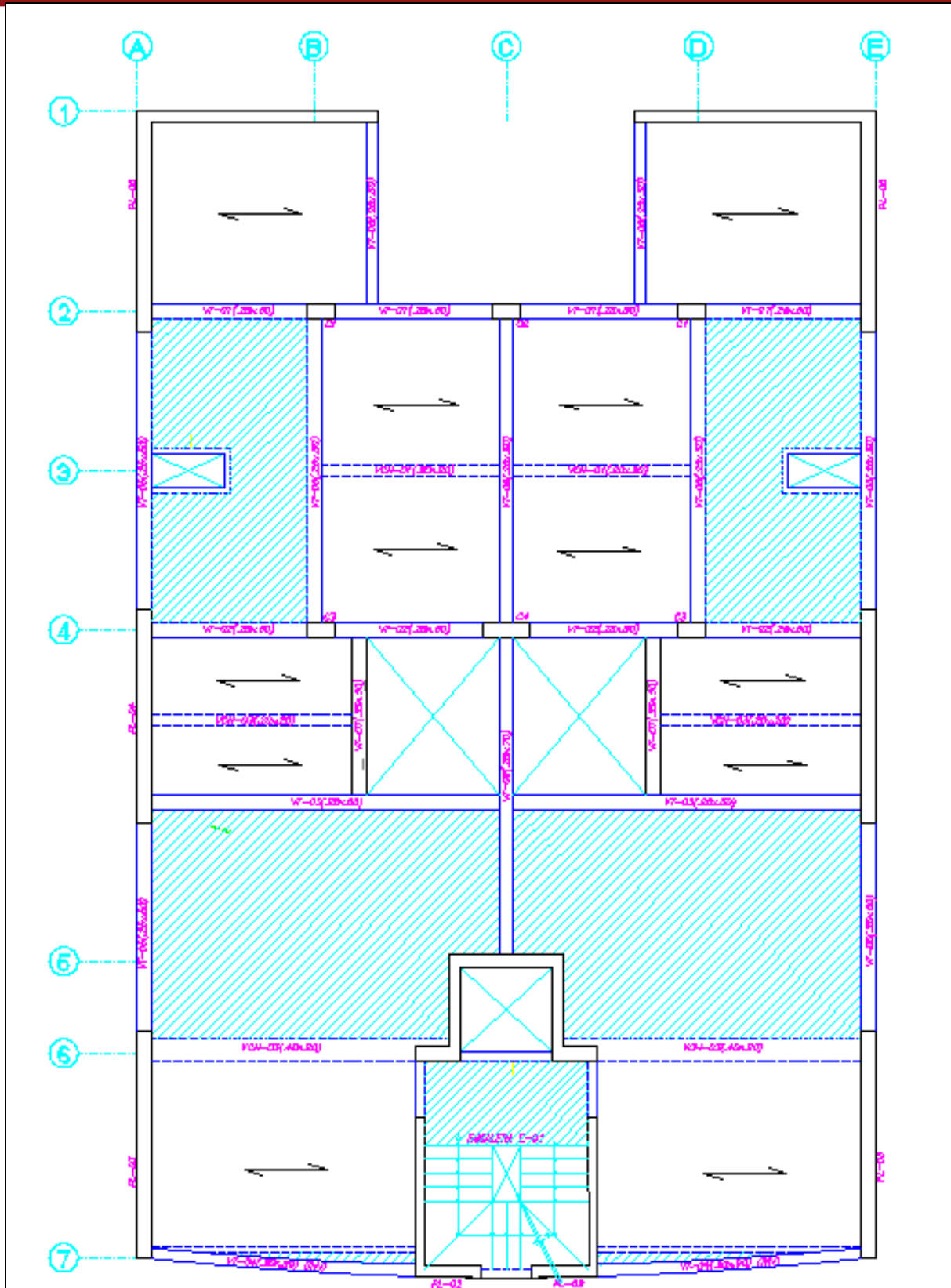


Figura 2.3. Casco de la planta típica

## CAPÍTULO 3: ANÁLISIS POR CARGAS VERTICALES

### 3.1. CARGAS DE DISEÑO

Los pesos unitarios de los diferentes materiales empleados, así como las sobrecargas utilizadas en el análisis fueron obtenidas de la Norma de Cargas E-020 y se resumen en las tablas 3.1 y 3.2.

**Tabla 3.1. Pesos unitarios de los materiales**

Material	Peso Unitario (kg/m <sup>3</sup> )
Unidades de Albañilería de arcilla cocida sólidas	1800
Concreto Armado	2400
Agua	1000

**Tabla 3.2. Sobrecargas**

Ocupación o Uso	S/C (kg/m <sup>2</sup> )
Vivendas, corredores y escaleras	200
Azotea	100

El Peso del aligerado según el manual de los fabricantes, para un peralte de losa de 20cm y una distancia entre ejes de 50cm es de 280 kg/m<sup>2</sup>

Para los acabados se considera que hay 5cm de piso terminado con un peso de 100 kg/m<sup>2</sup>.

### 3.2. MODELO ESTRUCTURAL

En este punto se explica cómo se desarrollaron los diversos modelos utilizados para el análisis de los diferentes elementos estructurales (losas aligeradas, losas macizas, vigas, etc.), tanto individualmente como en conjunto. Estos modelos se hicieron con la ayuda de los programas de computación ETABS y SAP2000.

#### Análisis del Aligerado

Los aligerados utilizados son losas que trabajan en una dirección, por lo que se modelan como elementos unidireccionales y las cargas son asignadas distribuidas por metro lineal, considerando como ancho tributario el correspondiente al ancho de una

vigueta. Estas viguetas se consideran apoyados sobre las vigas o placas y empotradas si llegan a losa maciza.

En las figuras 3.1 y 3.2 se analiza una vigueta de un piso típico ubicado entre los ejes B - D y los ejes 2 - 4.

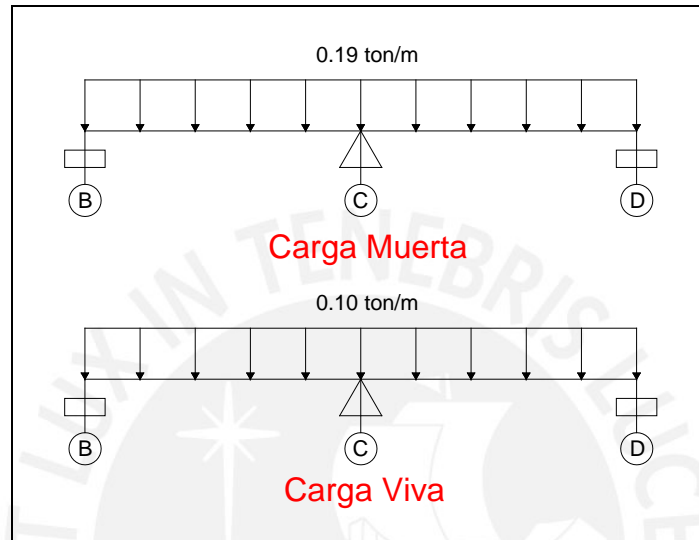


Figura 3.1. Modelo de una vigueta

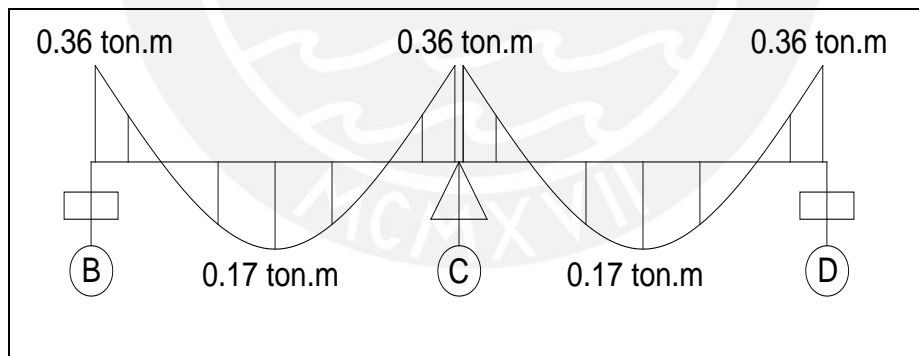


Figura 3.2. Diagrama de momentos de la vigueta

### Análisis de la Losa Maciza

Las losas macizas trabajan en dos direcciones por lo que se hace un modelo bidimensional de elementos finitos y las cargas son asignadas distribuidas por metro cuadrado. Estas losas se consideran apoyadas sobre las vigas y en caso haya



continuidad de momentos negativos con el aligerado se considera ese apoyo como empotrado.

En la figura 3.3 se muestra el modelo de una losa maciza de los pisos típicos y en la figura 3.4 se muestra el diagrama de momentos M11.

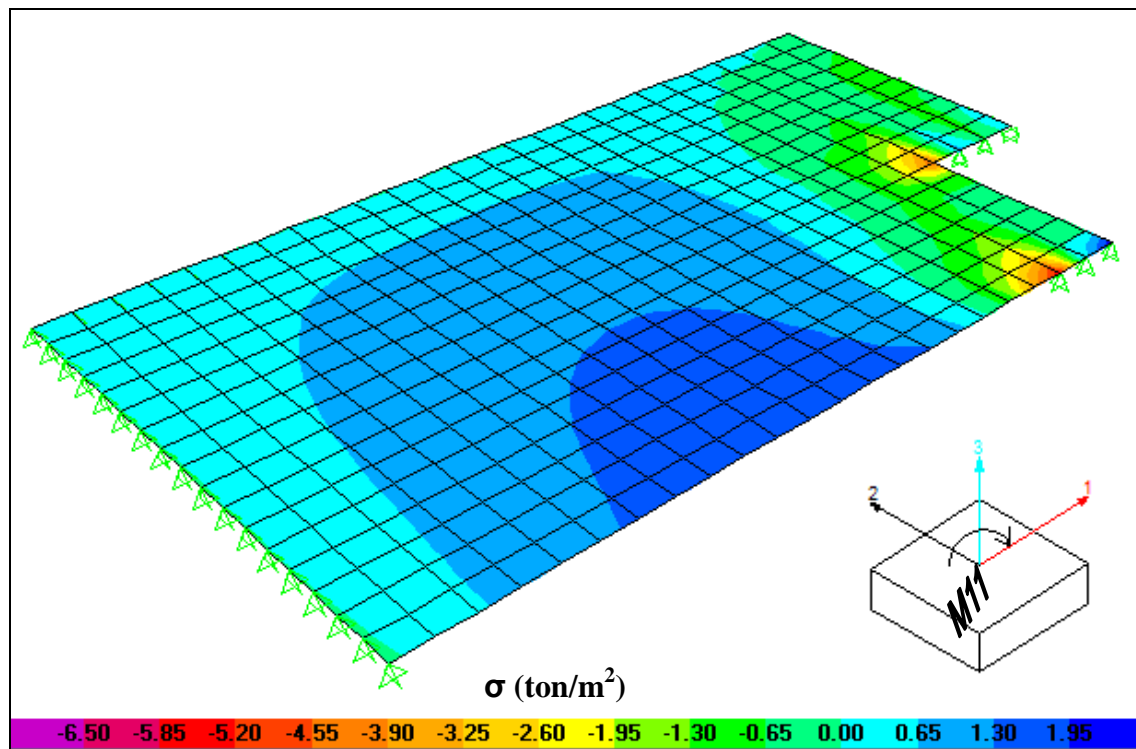


Figura 3.3. Diagrama de momentos M11 de la losa maciza

### Análisis del Edificio

Se hace un modelo tridimensional del edificio en donde se representan los diferentes elementos estructurales tales como vigas, columnas, placas y losas. Para este modelo, las vigas y columnas se modelan como elementos unidireccionales; las placas se modelan como elementos bidireccionales; y las losas, tanto macizas como aligeradas, no se modelan como elementos finitos planos, sino como áreas cargadas, que se encargan de transmitir dichas cargas hacia las vigas y placas. Para el modelo se usó el programa Etabs.

La figura 3.4 muestra el modelo tridimensional del edificio y la figura 3.5 muestra el modelo de una planta típica.

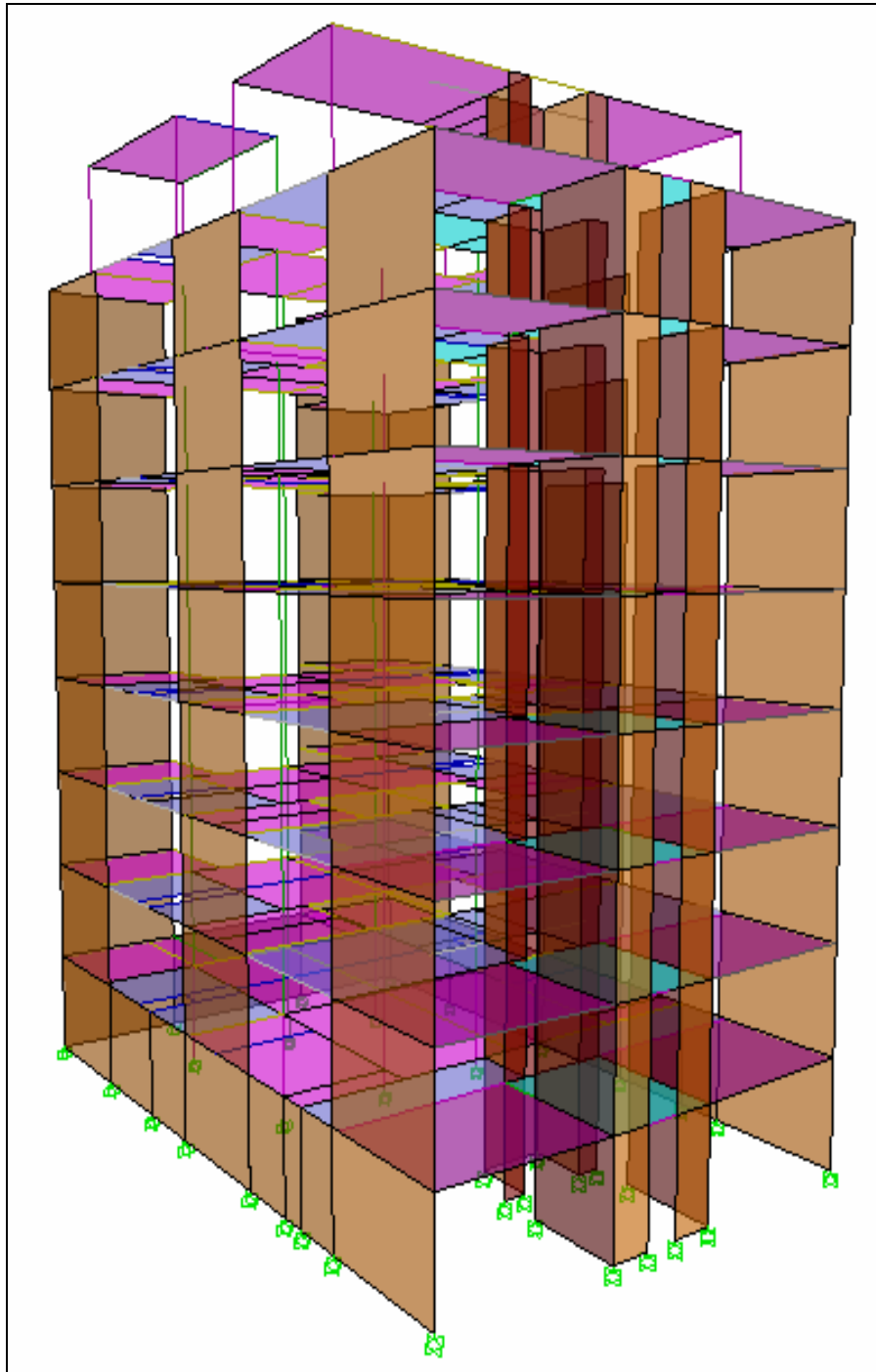


Figura 3.4. Modelo estructural del edificio

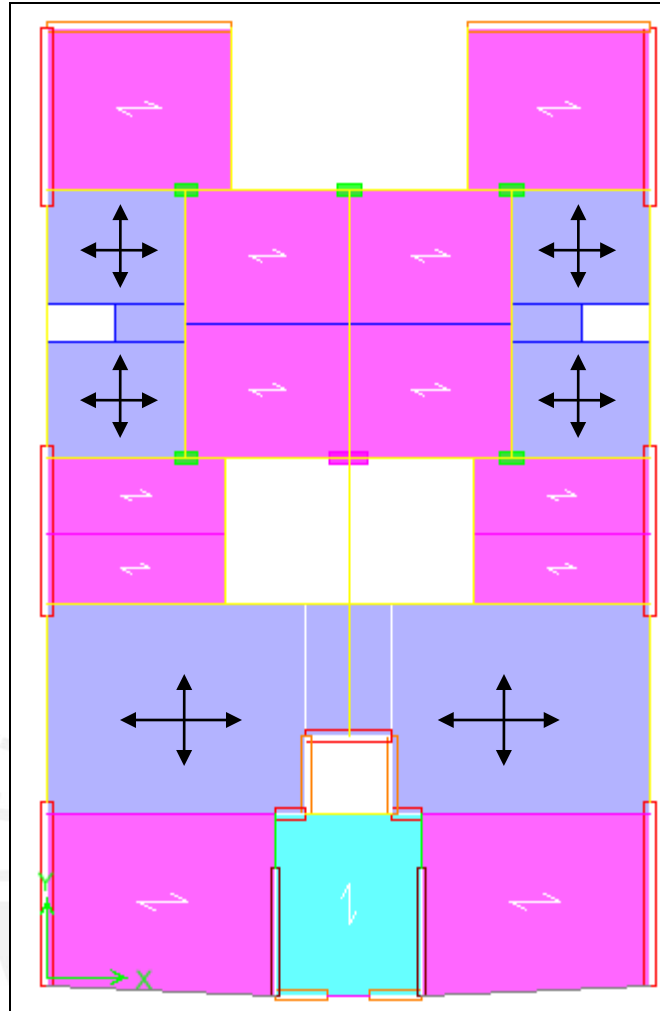


Figura 3.5. Modelo Piso Típico

### 3.3. INFLUENCIA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN LAS FUERZAS INTERNAS

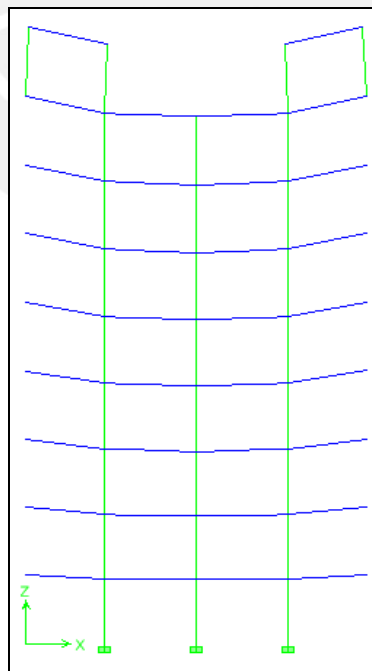
**¿Cómo se construye un edificio?** Las columnas con más carga se van acortando más pero los techos se van nivelando en cada operación de llenado. Esto ocasiona que en los pisos inferiores las columnas más cargadas se hayan acortado más y las vigas presenten una ligera disminución del momento negativo en estos apoyos.

Cuando se modela y se aplican las cargas en una sola operación, las columnas centrales más cargadas se acortan más que las placas y columnas exteriores y la nivelación de los pisos que se realiza durante el proceso constructivo no se representa en el modelo.

Existen programas que permiten simular el efecto del proceso constructivo en la distribución de las fuerzas internas. El programa Etabs es uno de ellos pero no siempre hace esta simulación correctamente, debido a que se puede producir distorsión en las fuerzas internas de los distintos elementos estructurales, como inversión de momentos en las vigas o que las columnas reciban menos carga axial de las que les corresponde.

En este edificio se presenta este problema, dado que las columnas se acortan más que las placas. Una manera de conseguir que se obtengan resultados razonables en las fuerzas internas es hacer que las columnas tengan una mayor rigidez axial para evitar que se deformen demasiado, para esto existe un “factor de área” que al hacerlo mayor que 1, hace que el programa considere que la columna tiene más área que la que le corresponde, sin modificar otras de sus propiedades. En este caso para la columna C4 se usó un factor de 5 y para las demás columnas se usó un factor de 2.5.

Las figuras 3.6.a, 3.6.b y 3.6.c muestran la deformada del pórtico del eje 4 para los siguientes casos: sin hacer una corrección por proceso constructivo (figura 3.6.a), usando la corrección del proceso constructivo del programa (figura 3.6.b) y después de incrementar los factores de área en las columnas (figura 3.6.c).



**Figura 3.6.a**

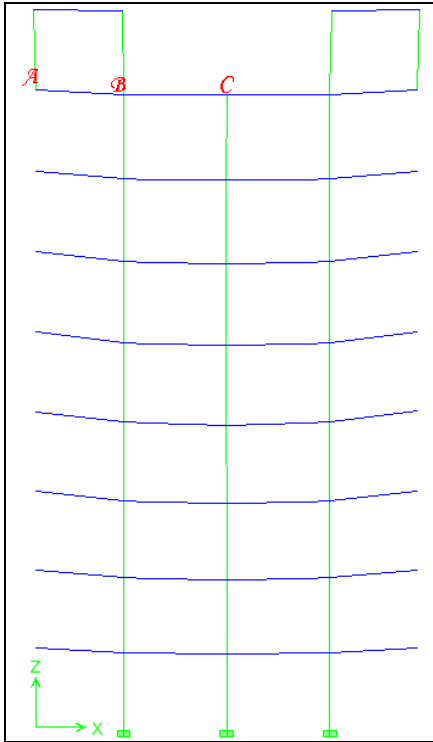


Figura 3.6.b

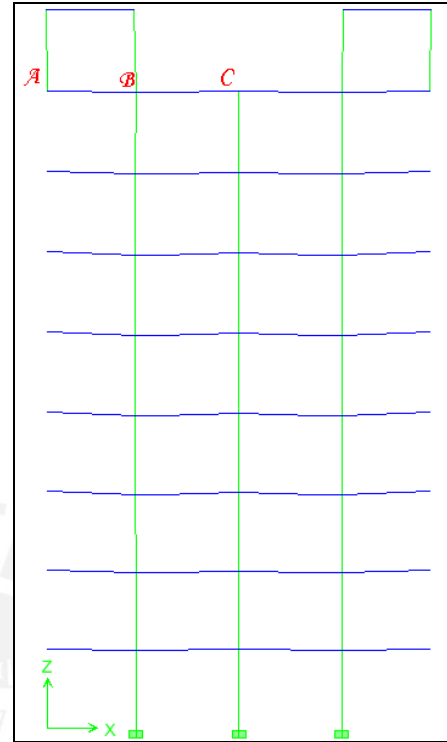


Figura 3.6.c

En las tablas 3.3a y 3.3b se presentan los desplazamientos verticales en los puntos A, B y C (Placa PL-03, C-03 y C-04 respectivamente) de cada techo.

La tabla 3.3.a muestra los desplazamientos para el caso en que se usa la corrección del proceso constructivo del programa y la tabla 3.3.b corresponde al caso en que se usan los factores de área en las columnas. Como se puede apreciar, en la tabla 3.3.a el punto “C” es el que más se desplaza mientras que en la otra tabla se muestran valores de desplazamientos más parecidos. Si no se hubiesen usado estos factores de área, entonces se hubiesen obtenido diferentes distribuciones de fuerzas.

**Tablas 3.3.a y 3.3.b Comparación de desplazamientos verticales del pórtico del eje 4**

Piso	Desplazamiento vertical (mm)		
	A	B	C
7mo	0.37	1.05	1.09
6to	0.53	1.76	2.01
5to	0.63	2.23	2.63
4to	0.66	2.45	2.94
3er	0.62	2.43	2.95
2do	0.53	2.16	2.95
1er	0.37	1.63	2.01
Semisótano	0.16	0.91	1.03

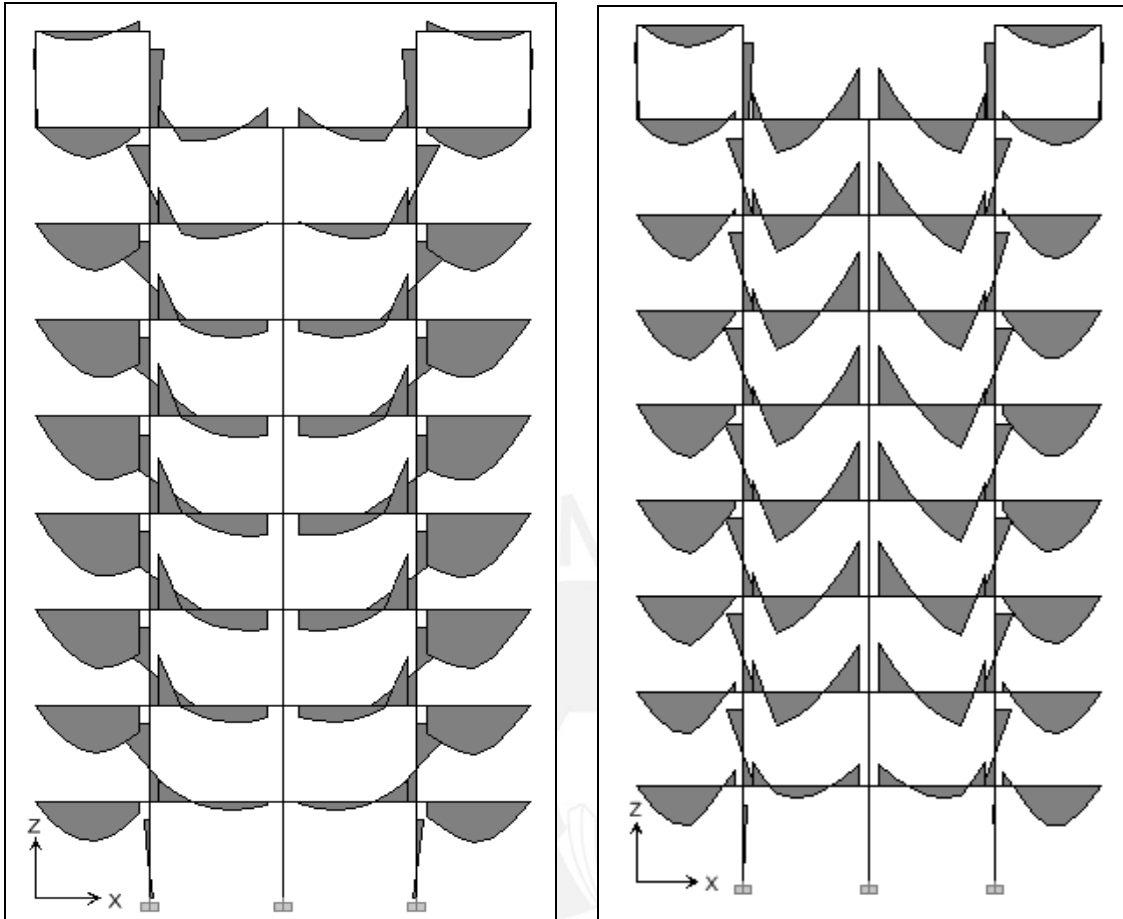
Piso	Desplazamiento vertical (mm)		
	A	B	C
7mo	0.36	0.51	0.32
6to	0.51	0.84	0.59
5to	0.60	1.05	0.77
4to	0.63	1.15	0.85
3er	0.60	1.14	0.85
2do	0.51	1.01	0.75
1er	0.35	0.77	0.57
Semisótano	0.16	0.43	0.29

En las figuras 3.8.a y 3.8.b se muestra la comparación de las fuerzas axiales obtenidas en las columnas para el mismo pórtico que se viene analizando. El primer caso (Figura 3.8.a) no se utilizaron los factores de área en las columnas, y en el segundo caso (Figura 3.8.b) sí se usaron estos factores, Al comparar ambas figuras se observa que al no hacer una corrección en el proceso constructivo, la columna central, que es la más cargada, se acorta más y esto origina que su carga axial decrezca y a su vez, se incremente la axial en las otras columnas del pórtico. Este problema ya no se observa en la figura 3.8.b.

P (ton)			P (ton)		
15.0	23.7	15.0	14.9	24.7	14.9
27.7	51.3	27.7	27.1	54.8	27.1
40.5	77.9	40.5	39.2	85.0	39.2
53.3	104.0	53.3	51.1	115.2	51.1
66.2	129.9	66.2	63.0	145.4	63.0
79.3	156.0	79.3	75.1	175.5	75.1
92.3	182.6	92.3	87.4	205.2	87.4
113.3	206.7	113.3	108.1	230.1	108.1
	(a)			(b)	

**Figura 3.7.a y Figura 3.7.b Comparación de diagramas de Fuerzas Axiales del Pórtico del Eje 4**

Las vigas también se ven afectadas por este problema como se muestra en las figuras 3.8.a y 3.8.b. Al incrementar los factores de área de las columnas (figura 3.8.b) se obtuvieron resultados más razonables en los diagramas de momentos de las vigas y con estos momentos finalmente se procedió con el diseño.



**Figura 3.8.a y Figura 3.8.b. Comparación de diagramas de Momentos Flectores del Pórtico del Eje 4**

### 3.4. RESULTADOS OBTENIDOS

En las figuras 3.9 y 3.10 se presentan los diagramas de momento flector y fuerza cortante del pórtico del eje 2 para el caso de carga muerta con el proceso constructivo corregido.

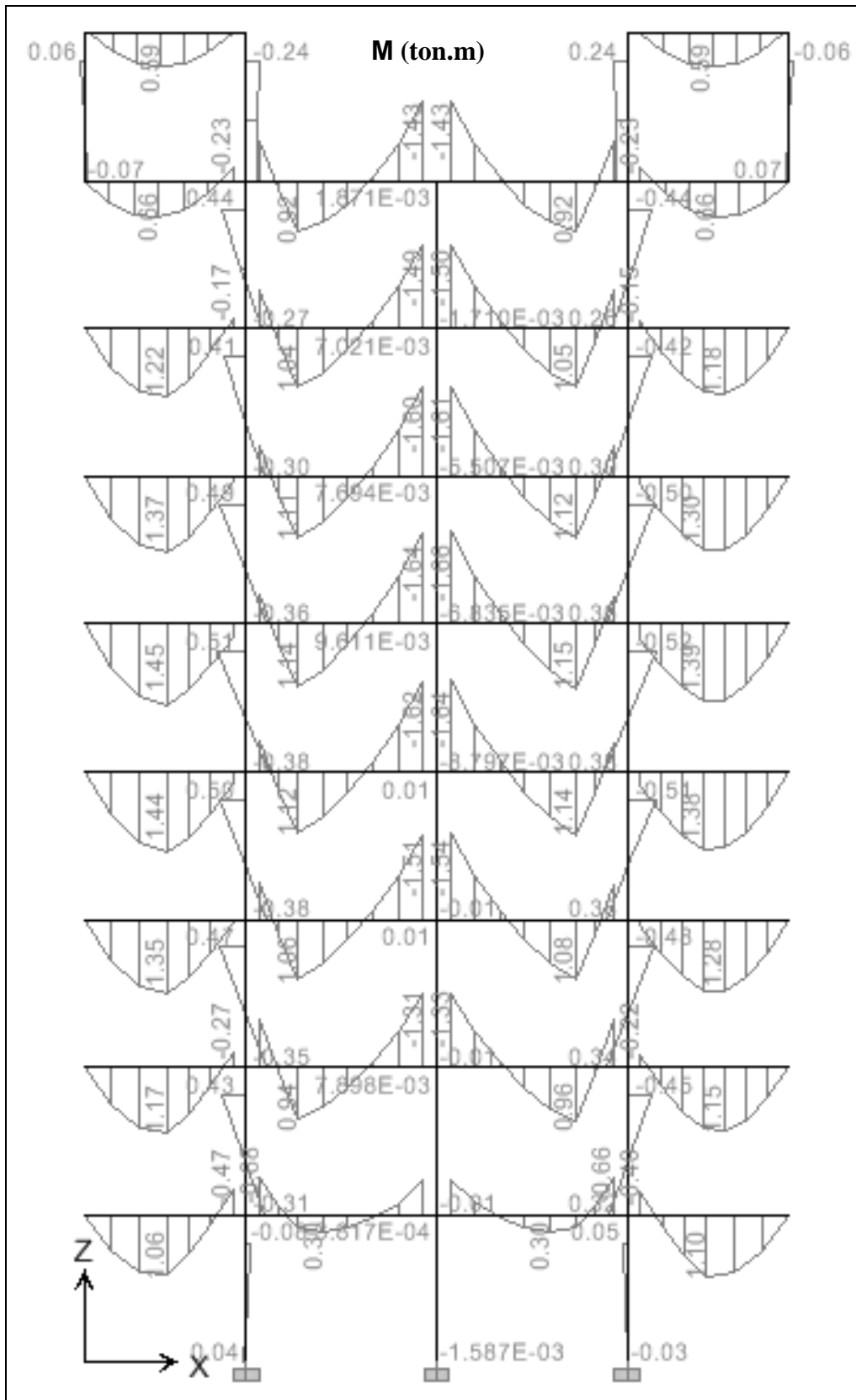


Figura 3.9 Diagrama de Momento Flector del Pórtico del eje 2



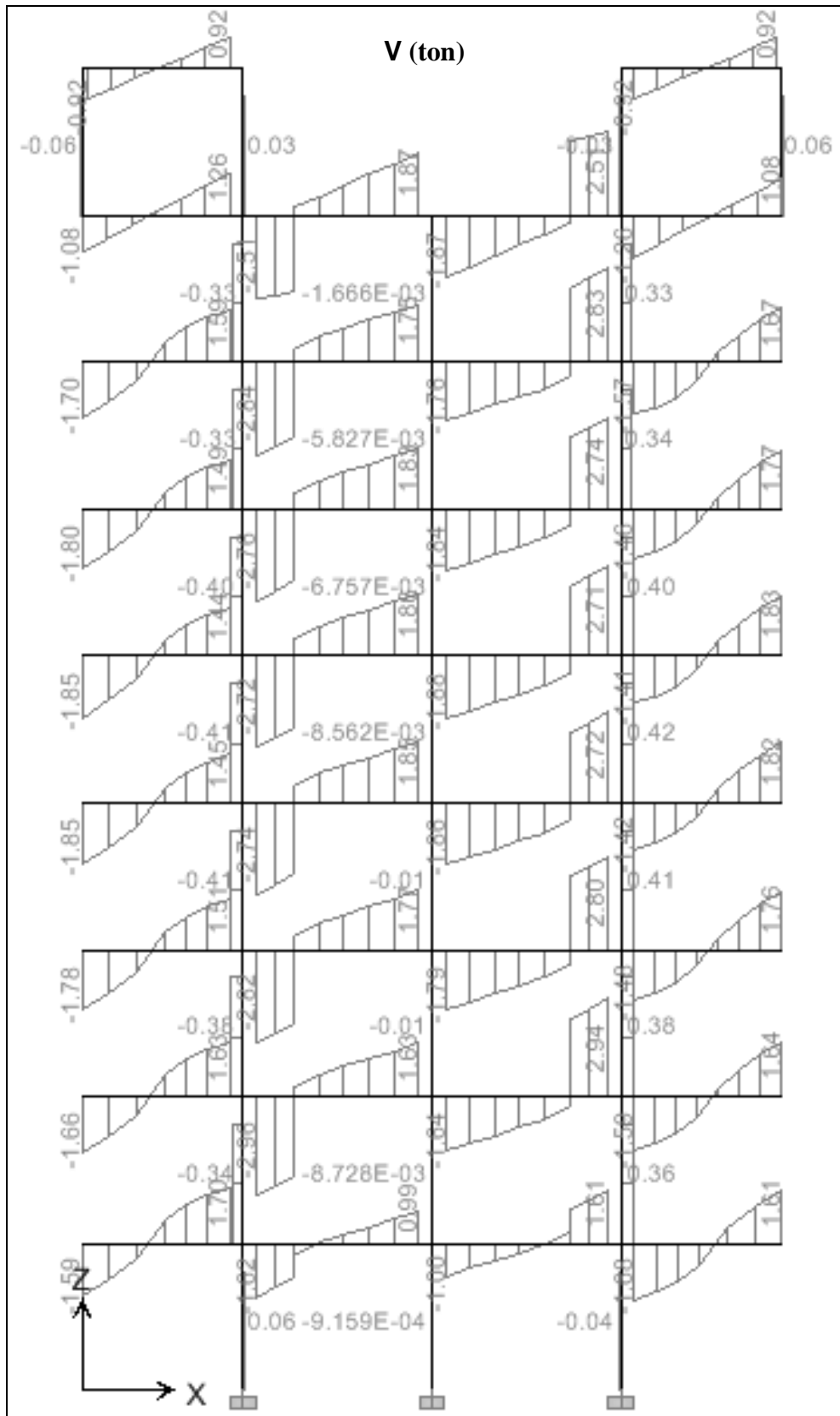


Figura 3.10 Diagrama de Fuerza Cortante del Pórtico del eje 2

## CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

### 4.1 INTRODUCCIÓN

El análisis sísmico se realiza para verificar que el edificio cumpla los requisitos de rigidez especificados en la norma de Diseño Sismorresistente (control de la deriva máxima), para determinar las fuerzas internas de diseño en los elementos estructurales, así como para calcular la junta de separación sísmica.

El modelo dinámico considera la rigidez y las propiedades inerciales elásticas del edificio. Para ello se emplea el modelo tridimensional empleado para el análisis por cargas verticales y se asignan masas concentradas en el centro de masa de cada diafragma con tres grados de libertad, que corresponden a dos traslaciones horizontales y a una rotación perpendicular a la losa. Las masas se obtuvieron del modelo, en base a las cargas aplicadas al mismo. Para esto se consideró el total de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

### 4.2 ANÁLISIS DE MODOS DE VIBRACIÓN

Los modos de vibración del edificio dependen de la rigidez del edificio y la distribución de masas en el mismo. Cada modo de vibración está asociado a una forma y un periodo de vibración.

La tabla 4.1 muestra los cinco modos de vibración más importantes del edificio en cada dirección principal, con sus respectivos periodos y porcentajes de masa participante.

**Tabla 4.1 Modos principales para cada dirección principal.**

Modo	T (s)	Masa participante X-X (%)	Masa participante Y-Y (%)
1	0.723	60.1	-
2	0.467	-	62.5
3	0.332	5.0	-
7	0.207	6.6	-
8	0.171	9.2	-
12	0.097	-	15.3
13	0.081	6.7	-
16	0.050	-	4.5
18	0.035	-	5.0
22	0.023	-	4.1

### 4.3 ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL

Se efectuó un análisis por superposición espectral, representando las solicitaciones sísmicas por el espectro de diseño del código peruano (espectro inelástico de pseudo-aceleraciones), la respuesta de los diferentes modos se combinó usando el criterio de combinación cuadrática.

**4.3.1 Espectro de Diseño:** Está definido por la siguiente ecuación:

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

Los parámetros empleados fueron los siguientes:

- Factor de Zona:  $Z = 0.4$  (Depende de la ubicación geográfica del edificio, en nuestro caso se ubica en la zona sísmica 3)
- Factor de Uso:  $U = 1$  (La categoría del edificio corresponde a una edificación común)
- Factor de Amplificación Sísmica:  $C$ , es el factor de amplificación estructural respecto de la aceleración en el suelo, depende del periodo fundamental de la estructura. Está dado por el siguiente valor  $C = 2.5 \times (T_p/T)$ . El mayor valor que puede tomar  $C$  es 2.5 y el mínimo 0.125R.
- Parámetro de Suelo:  $S = 1$  (Suelo tipo 1)
- Coeficiente de Reducción:  $R = 4.5$  (sistema sismorresistente de muros estructurales de concreto armado, siendo además una estructura irregular). Este coeficiente de reducción "R" representa que ante un sismo severo la estructura ingresa a un rango inelástico donde los desplazamientos aumentan pero la resistencia máxima de la estructura permanece constante.
- Aceleración de la gravedad:  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

#### 4.3.2. Desplazamientos de respuesta

Los desplazamientos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas obtenidos en el ETABS, se multiplicarán por 0.75R para considerar que la estructura estará sometida a un sismo severo con incursiones en el rango inelástico.

En la tabla 4.2, a continuación, se muestran los desplazamientos laterales inelásticos del edificio

Tabla 4.2 Desplazamientos Laterales del Edificio.

X – X					
Nivel	Desp relativo al suelo CM (cm)	Despl. Entrepiso CM $\Delta_i$ (cm)	Deriva CM $\Delta_i/h$ (‰) <sup>(1)</sup>	Deriva máxima $\Delta_{i_{m\acute{a}x}}/h$ (‰) <sup>(2)</sup>	Irregularidad Torsional <sup>(2)/(1)</sup>
7	6.99	1.11	4.20	5.57	1.33
6	5.87	1.08	4.08	5.92	1.45
5	4.79	1.08	4.08	6.13	1.50
4	3.71	1.08	4.08	6.10	1.50
3	2.63	1.01	3.82	5.71	1.49
2	1.62	0.88	3.31	4.82	1.46
1	0.74	0.74	2.80	3.20	1.14
Y – Y					
Nivel	Desp relativo al suelo CM (cm)	Despl. Entrepiso CM $\Delta_i$ (cm)	Deriva CM $\Delta_i/h$ (‰) <sup>(1)</sup>	Deriva máxima $\Delta_{i_{m\acute{a}x}}/h$ (‰) <sup>(2)</sup>	Irregularidad Torsional <sup>(2)/(1)</sup>
7	4.46	0.78	2.93	3.01	1.03
6	3.68	0.74	2.80	3.05	1.09
5	2.94	0.78	2.93	3.02	1.03
4	2.16	0.71	2.68	2.86	1.07
3	1.45	0.64	2.42	2.51	1.04
2	0.81	0.47	1.78	1.96	1.10
1	0.34	0.34	1.27	1.36	1.07

La norma peruana establece un límite en la deriva de 7‰. En el caso de nuestro edificio las máximas derivas fueron de 6.1‰ y 3.1‰ en la dirección XX e YY respectivamente, por lo tanto, se cumple con la exigencia de los desplazamientos laterales permisibles.

#### 4.3.3. Cortante de Diseño

La fuerza cortante basal calculada en el análisis dinámico no podrá ser menor que el 80% de la calculada para el análisis estático si se trata de una estructura regular, por otra parte para una estructura irregular este valor no puede ser menor que el 90%. En el caso de no cumplir con los mínimos necesarios se incrementará el cortante escalando todos los resultados obtenidos del análisis dinámico, con excepción de los desplazamientos.

A continuación se analiza el coeficiente de reducción asumido, para esto debemos determinar el sistema estructural del edificio, además de determinar la regularidad o irregularidad del mismo.

Para determinar el sistema estructural del edificio debemos analizar qué porcentaje de fuerza cortante actúa sobre las columnas o las placas.

En la tabla 4.3 se muestra la distribución de fuerzas en muros y columnas

**Tabla 4.3 Distribución de fuerzas en muros y columnas.**

Dirección	Cortante Basal (ton)	
	X - X	Y - Y
Columnas	19.82	3.16
Muros	166.96	188.51
Total	186.78	191.67
% Placas	89.39	98.35

El porcentaje de fuerza cortante que toman las placas es mayor al 80% de la cortante basal, por lo que el sistema estructural del edificio es de muros, y corresponde a este un coeficiente de reducción  $R = 6$

Como apreciamos en la tabla 4.2 el edificio presenta irregularidad torsional, ya que el índice de giro es mayor que 1.3 y la deriva del centro de masa del edificio es mayor al 50% de la deriva máxima permitida para estructuras de concreto armado.

Por tal motivo  $R$  deberá multiplicarse por  $\frac{3}{4}$ , al ser un edificio irregular, por lo que se considerará  $R = 4.5$  en ambas direcciones de análisis.

Según la norma E0.30 del RNE, los resultados del análisis dinámico se deben escalar en función de la fuerza cortante basal correspondiente al análisis estático. El cortante basal estático se estima de acuerdo a la siguiente expresión.

$$V_{ESTÁTICO} = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

El valor de  $C$  es diferente para cada dirección del análisis, los valores de  $C$  considerados fueron de 1.39 y 2.29 para la dirección XX e YY respectivamente, correspondientes al periodo con mayor porcentaje de masa efectiva para cada dirección.

El peso de la edificación ( $P$ ) se obtiene usando el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva (edificación de Categoría C) Para el edificio el valor considerado fue 1969 Ton.

En la tabla 4.4 podemos apreciar las fuerzas cortantes basales del edificio para cada dirección.

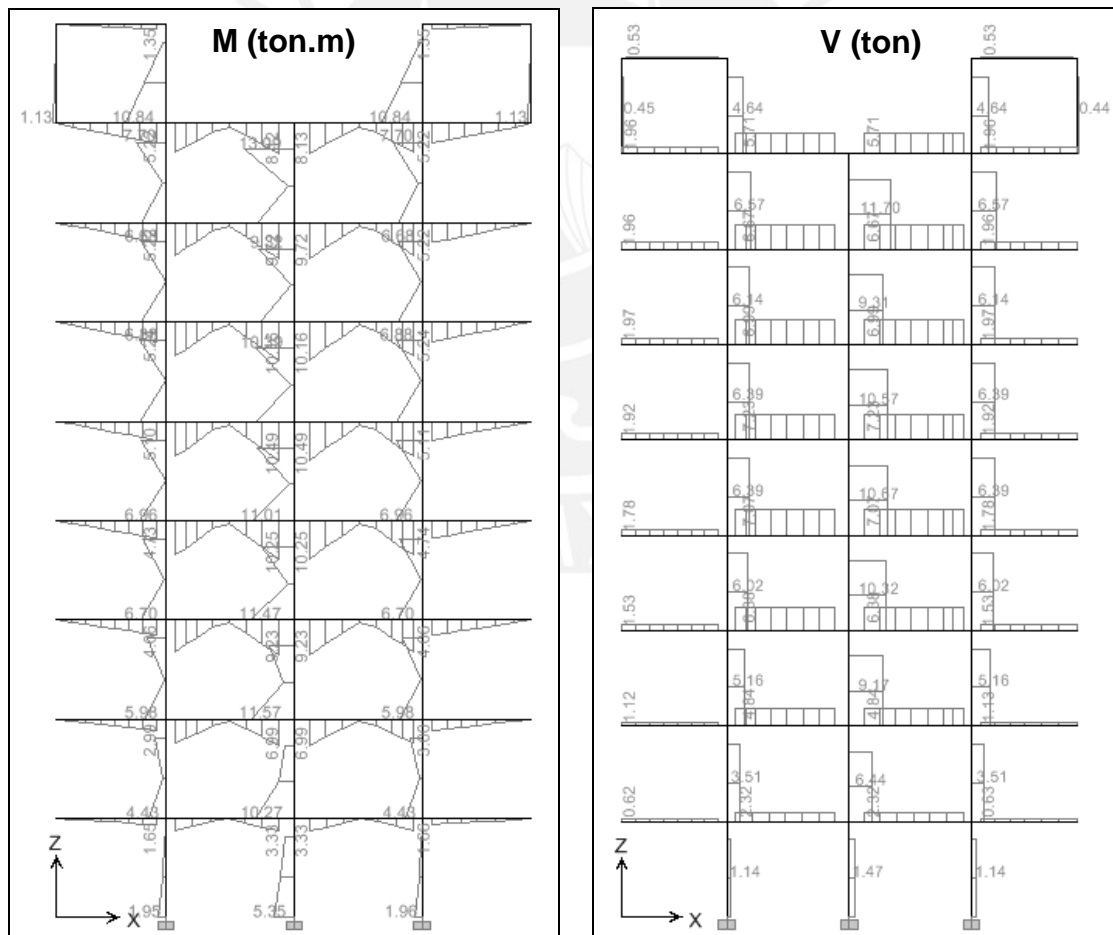
**Tabla 4.4 Fuerzas Cortantes Basales.**

	V estática	V dinámica	90% Vesta.	Factor
Sismo XX	243	182.6	219	1.20
Sismo YY	400	297.3	360	1.21

Al tratarse de un edificio irregular, la fuerza cortante basal dinámica se tuvo que escalar al 90% de la fuerza cortante estática, el factor para escalar todos los resultados obtenidos, con excepción de los desplazamientos, también se muestra en la tabla 4.4 y corresponde a 1.20 para la dirección XX y 1.21 para la dirección YY.

**4.4. FUERZAS INTERNAS**

Se muestran diagramas de fuerzas cortantes y momentos flectores en ambas direcciones de análisis del Eje 4 y el Eje A



**Figura 4.1 Diagrama de Momentos flectores (izquierda) y Fuerza Cortante (derecha) del Pórtico Eje 4, correspondiente al Sismo en la dirección XX.**

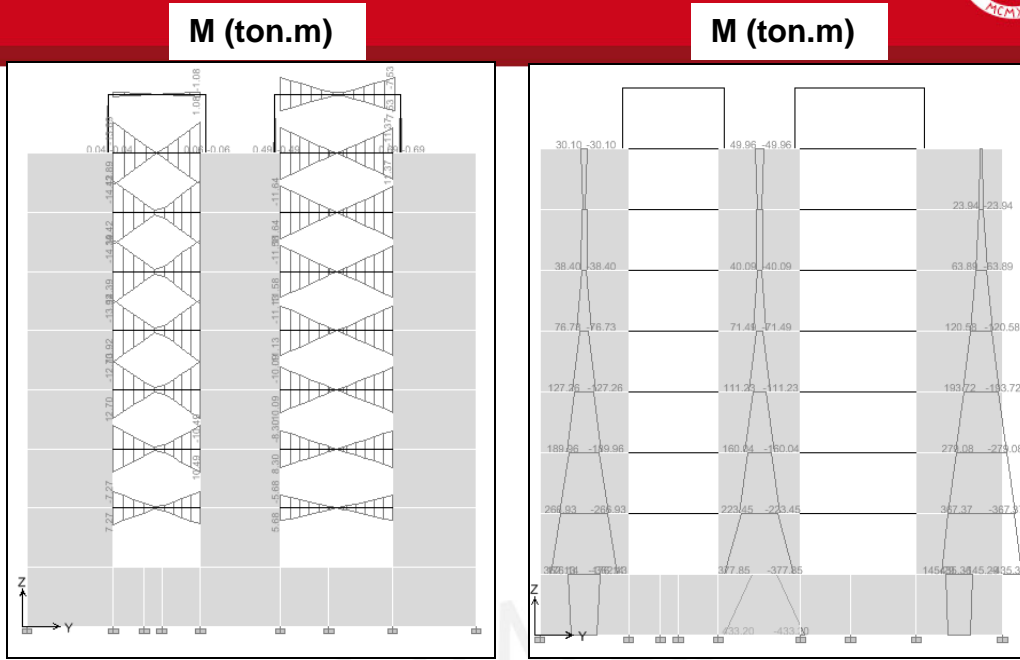


Figura 4.2 Diagrama de Momentos Flectores del Eje A, correspondiente al Sismo en la dirección YY.

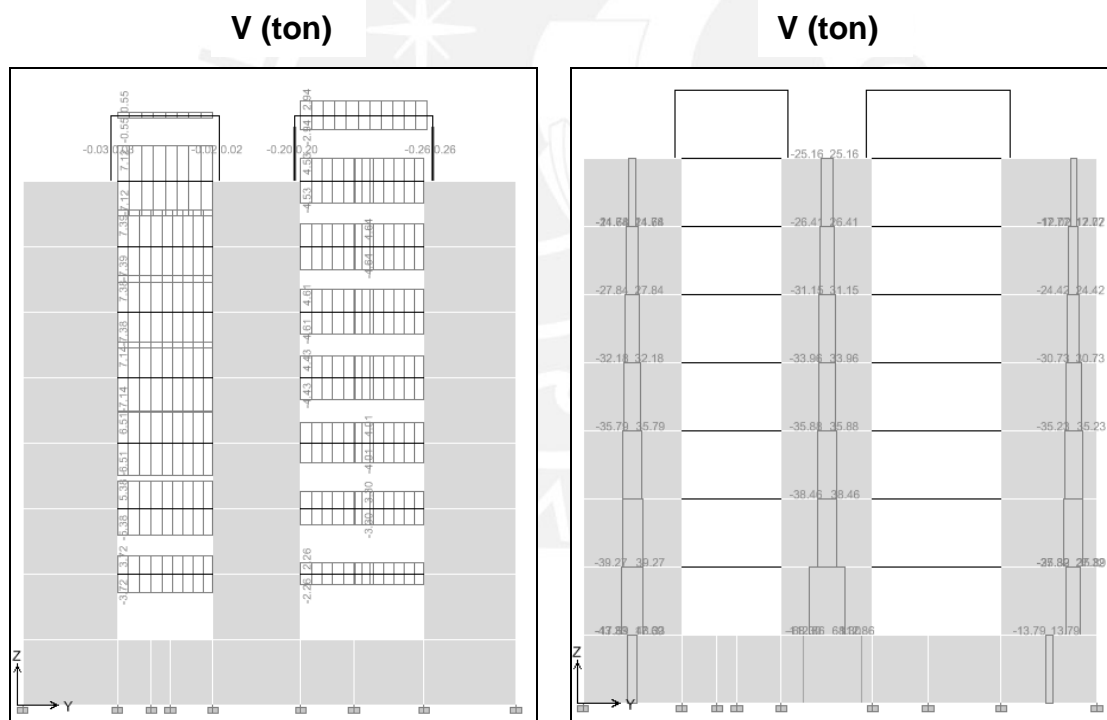


Figura 4.3 Diagrama de Fuerza Cortante del Eje A, correspondiente al Sismo en la dirección YY.

#### 4.5. JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA Y ESTABILIDAD DEL EDIFICIO

En el acápite 15.2 de la E.030 nos indica que se debe considerar una junta de separación sísmica (s) entre dos estructuras para evitar el contacto entre ellas durante un sismo. Los parámetros a considerar para calcular la junta son los siguientes:

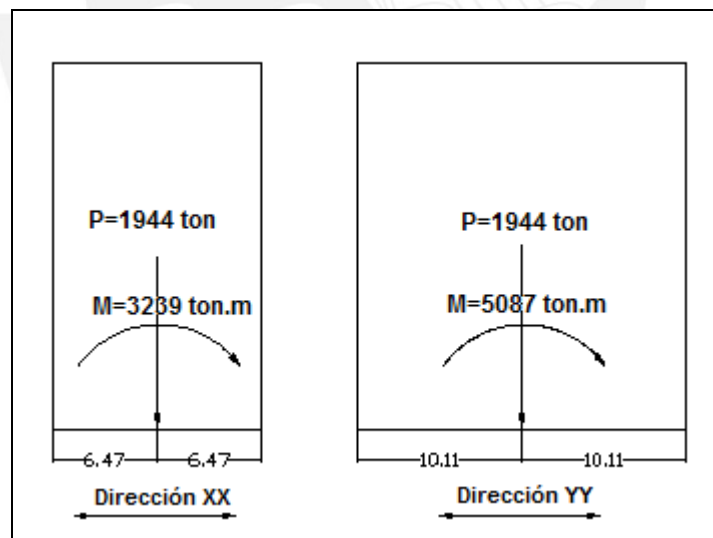
- $s > 2/3$  de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.
- $s > 3$  cm.
- $s = 3 + 0.004 (h - 500) h$  y s en cm

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

El desplazamiento máximo en la azotea fue de 9.92 cm y 4.65 cm en la dirección XX e YY respectivamente, por lo que se decide: junta en XX = 7 cm; junta en YY = 5cm.

Toda la estructura y la cimentación deben ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo, el factor de seguridad deberá ser mayor o igual que 1.5.

En la figura 4.1 se muestra los momentos de volteo y el peso del edificio.



**Figura 4.1 Momentos de volteo y peso del Edificio.**

Factor de seguridad = Momento estabilizante / Momento Volcante

Dirección XX:  $FS_{xx} = (1944 \text{ ton} \times 6.47 \text{ m}) / 3239 \text{ ton.m} = 3.88$

Dirección YY:  $FS_{yy} = (1944 \text{ ton} \times 10.11 \text{ m}) / 5087 \text{ ton.m} = 3.86$

Los factores de seguridad son mayores que 1.5, se comprueba estabilidad del edificio.



## CAPITULO 5: FUNDAMENTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Para el diseño en concreto armado se utiliza el método a la rotura, también conocido como el Diseño por Resistencia. Este método consiste en que todas las secciones deben tener una resistencia de diseño (capacidad) por lo menos igual a la resistencia requerida (demanda).

**Resistencia de diseño:** Es la resistencia nominal de la sección afectada por los factores de reducción de resistencia.

**Resistencia requerida:** Es la que se obtiene por las combinaciones de las cargas amplificadas.

Nominalmente se puede escribir como sigue:

- 1) Para flexión  $\Phi M_n \geq M_u$
- 2) Para cortante  $\Phi V_n \geq V_u$
- 3) Para axial  $\Phi P_n \geq P_u$

### Factores de amplificación de carga y combinaciones.

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9CM \pm CS$$

### Factores de reducción de resistencia.

Tabla 5.1. Factores de reducción de resistencia

Solicitaciones en la Sección	Factor de Reducción ( $\Phi$ )
Flexión	0.9
Cortante	0.85
Flexocompresión y Compresión	
Con Estribos	0.7
Aplastamiento	0.7

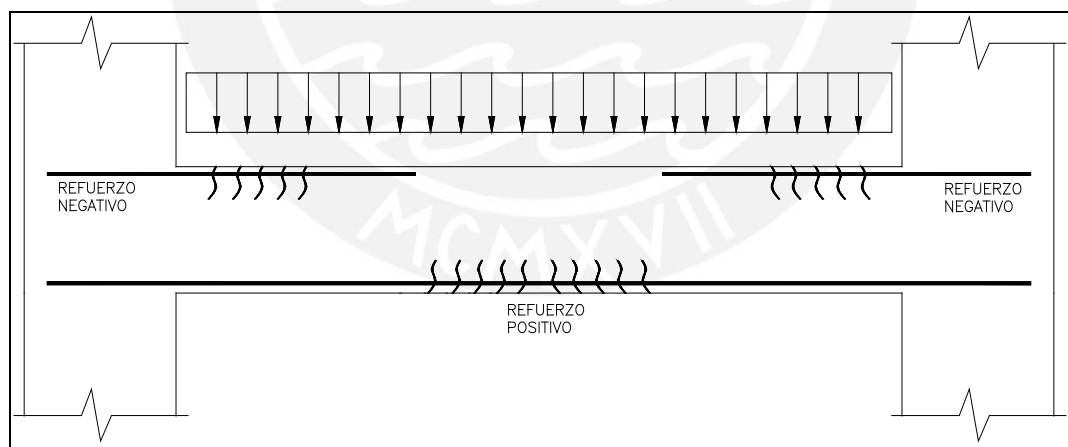
**Verificación de condiciones de servicio:** El diseño por resistencia no garantiza necesariamente un adecuado comportamiento ante cargas de servicio. Los estados límites que más interesan son las deflexiones excesivas y la fisuración excesiva.

Las deflexiones tienen que ser calculadas y evitar que excedan los límites que nos da la norma E-060. No solo se deben controlar por problemas en la apariencia, sino también por los daños que pueden causar a los elementos no estructurales o el mal funcionamiento que puede generar en la estructura.

En la Fisuración se debe controlar el ancho de las grietas y evitar que excedan de ciertos límites definidos en la norma para garantizar un comportamiento satisfactorio de la sección, asegurando una durabilidad y un comportamiento adecuado así como una estética aceptable.

**Diseño para lograr un comportamiento dúctil:** También se le conoce como Diseño por Capacidad y es un método que busca prevenir que una sección falle de una forma no deseada, como sería una falla por cortante (tipo de falla frágil), por lo que se busca que cualquier sección de una viga o una columna falle primero por flexión (tipo de falla dúctil) antes que falle por cortante. Otro tipo de falla que se busca prevenir es que una columna falle por flexión antes que las vigas que llegan al nudo, por lo que esta columna debería tener más resistencia que la suma de las resistencias de las vigas que soporta.

### 5.1. DISEÑO POR FLEXION



**Figura 5.1. Grietas por flexión y refuerzo de una viga**

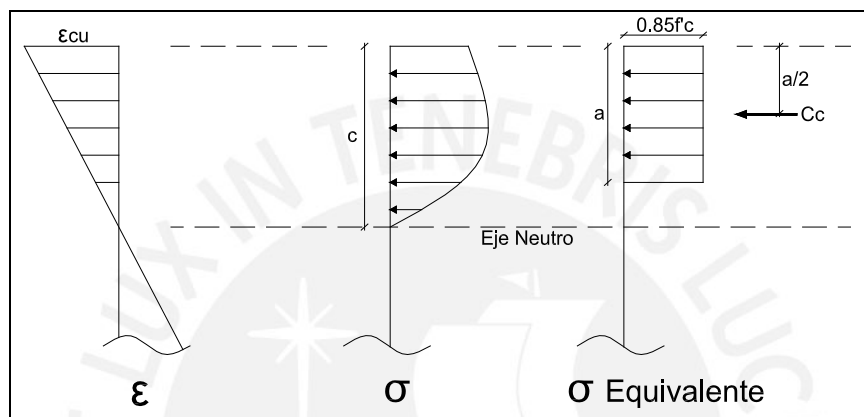
#### 5.1.1. Hipótesis de Diseño:

Se debe cumplir con las condiciones de equilibrio, compatibilidad y relaciones constitutivas.

- Las secciones planas permanecen planas, antes y después de la aplicación de las cargas.
- Adherencia entre el acero y el concreto, no se presenta deslizamiento.

- c) Se desprecia la resistencia a la tracción del concreto.
- d) Los esfuerzos en el concreto y el acero se pueden calcular a partir de las deformaciones (relaciones constitutivas,  $\sigma$ - $\epsilon$ )
- e) El diagrama constitutivo del acero se puede asumir elastoplástico.
- f) La deformación en compresión última del concreto es  $\epsilon_c = 0.003$
- g) Se puede asumir un bloque de compresiones rectangular.

### 5.1.2. Bloque de compresiones



**Figura 5.2. Bloque de compresiones**

El diagrama de esfuerzos del concreto se puede reemplazar por un bloque de compresiones uniformemente distribuido con un esfuerzo de  $0.85f'c$  desde el borde de la sección transversal hasta una distancia  $a \approx \beta_1 c$ , donde  $c$  es la distancia al eje neutro desde el borde de la sección (para  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\beta_1 = 0.85$ ). La resistencia nominal de la sección se calcula de la siguiente manera:

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

### 5.1.3. Cuantía balanceada, acero máximo y acero mínimo.

La cuantía se define como  $\rho = A_s/bd$ . La cuantía balanceada se da cuando se produce una falla balanceada, que se obtiene cuando el concreto llega a su deformación última al mismo tiempo que el acero llega a su deformación de fluencia  $\epsilon_y$ .

La cuantía balanceada y el acero máximo de una sección se calculan de la siguiente manera:

$$\rho_b = \frac{0.85 f'c \beta_1}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_{cu} E_{cu}}{\epsilon_{cu} E_{cu} + f_y}, \quad A_{smax} = 0.75 \rho_b \cdot b \cdot d$$

El área mínima de acero será la necesaria para que la sección resista por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ) que se obtiene de la siguiente manera:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}, \quad f_r = 2\sqrt{f'c}$$

### Deflexiones:

**Deflexiones inmediatas:** Ocurren inmediatamente después de aplicadas las cargas. Para elementos de concreto de peso normal se usa un módulo de elasticidad de  $E=15000\sqrt{f'c}$ . Si el  $M_{servicio} > M_{cr}$  se usa la inercia de la sección transformada agrietada ( $I_e$ ), en caso contrario se usa la inercia de la sección no agrietada ( $I_g$ ).

El momento de inercia “ $I_e$ ” se obtiene de la siguiente manera:

- a) Para secciones sin acero en compresión:

$$I_e = \frac{bc^3}{3} + n A_s (d-c)^2$$

- b) Para secciones con acero en compresión

$$I_e = \frac{bc^3}{3} + n A_s (d-c)^2 + (2n-1)A_s'(c-d)^2$$

- c) En elementos continuos de sección constante:

$$I_e = (I_{e_1} + I_{e_2} + 2I_{e_3})/4 \quad \begin{array}{l} I_{e_1}, I_{e_2}: \text{En secciones extremas} \\ I_{e_3}: \text{En la sección central} \end{array}$$

- d) Para elementos simplemente apoyados se considera el momento de inercia de la sección central
- e) Para elementos en voladizo se considera el momento de inercia en el apoyo del voladizo

**Deflexiones diferidas:** Debido a factores como el creep y la retracción. El creep o flujo plástico es la deformación inelástica del concreto bajo cargas sostenidas, adicional a las deformaciones elásticas producidas por los esfuerzos aplicados. La retracción es el acortamiento que experimenta el concreto en el proceso de endurecimiento y secado.

Deflexión diferida =  $\lambda$  (Deflexión inmediata)

$$\lambda = \frac{\zeta}{1+50\rho'}$$

Duración de la carga	$\zeta$
1 mes	0.7
3 meses	1.0
6 meses	1.2
12 meses	1.4
5 años o más	2.0

Deflexiones máximas permisibles:

Tabla 5.2. Deflexiones máximas permisibles<sup>1</sup>

TIPO DE ELEMENTO	DEFLEXION CONSIDERADA	DEFLEXION LIMITE
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas	Deflexión instantánea debido a la carga viva	L/180
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas	Deflexión instantánea debido a la carga viva	L/360
Pisos o techos soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional).(*)	L/480
Pisos o techos soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional).(*)	L/240

## 5.2. DISEÑO POR CORTANTE

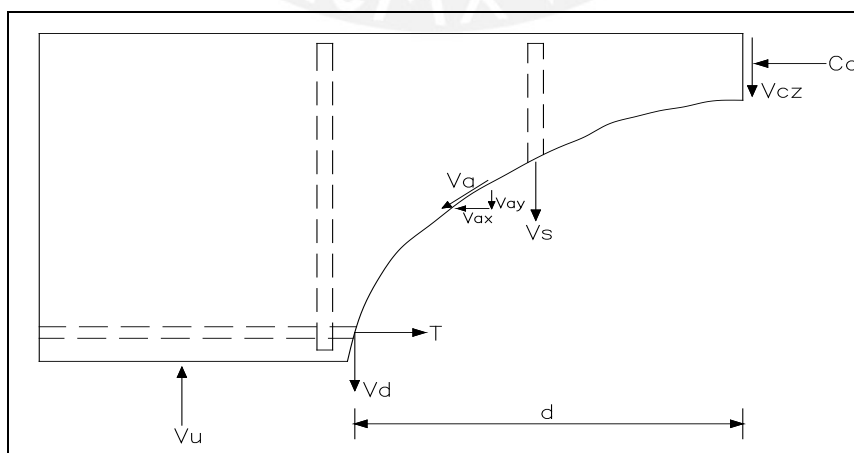


Figura 5.3. Diagrama de cuerpo libre en la falla por cortante

<sup>1</sup> Fuente: Norma NTE E-060 Concreto Armado

La resistencia al corte del concreto ( $V_n$ ) está dada por la suma del aporte del concreto ( $V_c$ ) y el aporte del refuerzo ( $V_s$ ) y se escribe de la siguiente manera:  $V_n = V_c + V_s$

Según el diagrama de cuerpo libre que se ve en la figura 5.3:  $V_c = V_{cz} + V_{ay} + V_d$ , donde:

$V_{cz}$ : Fuerza cortante que toma el concreto comprimido.

$V_{ay}$ : Fuerza cortante que se obtiene debido a la trabazón entre los agregados

$V_d$ : Fuerza cortante que toma el acero longitudinal.

La norma peruana E-060 nos da las siguientes ecuaciones para calcular  $V_c$ :

a) Cuando hay flexión y corte:  $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$

b) Cuando hay también compresión axial:  $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g}\right) b_w d$

La contribución del refuerzo en la resistencia al corte se calcula a "d" de la cara del apoyo y viene dada por la siguiente ecuación:

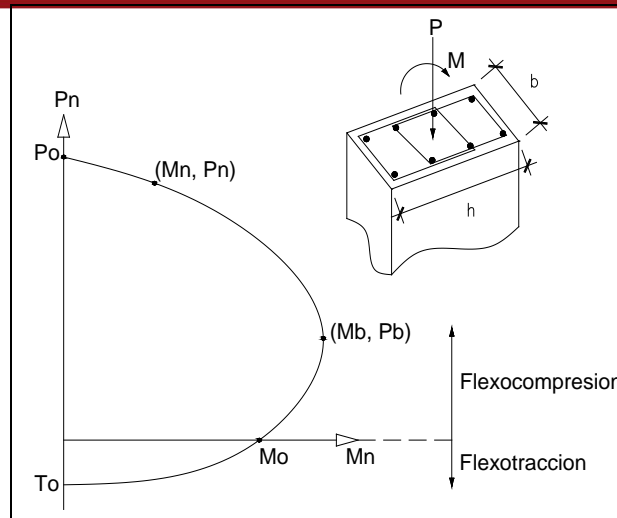
$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S} \quad \text{donde: } A_v: \text{área del estribo} \\ S: \text{separación entre estribos}$$

$$V_{s_{\max}} = 2.10 \sqrt{f'_c} b_w d, \quad A_{v_{\min}} = 3.5 b_w s / f_y, \quad s \leq 0.5d \text{ ó } 60\text{cm}, \quad V_s > 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_{s_{\max}} = 1.6 \sqrt{f'_c} b_w d \text{ (para vigas sísmicas).}$$

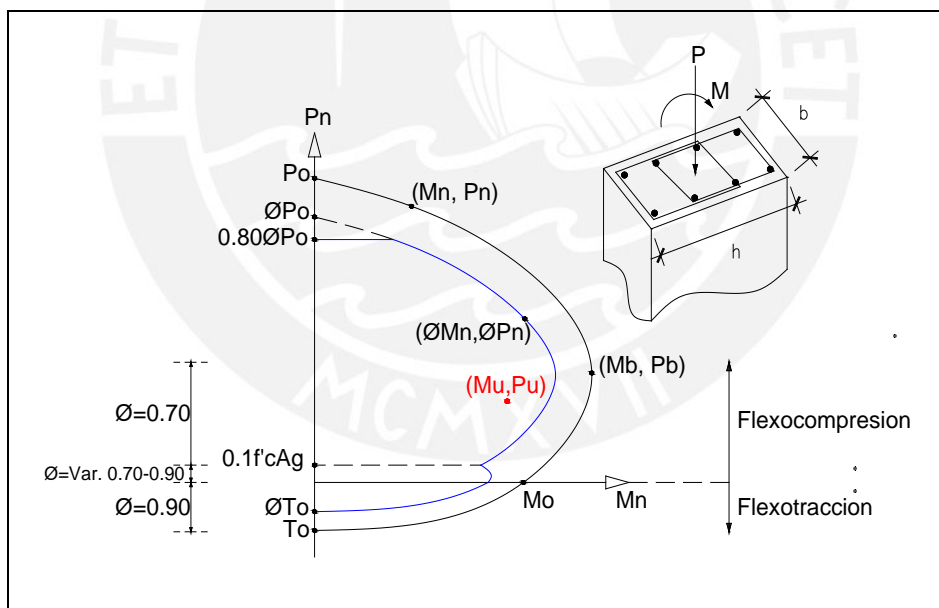
### 5.3. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

**Diagrama de Interacción:** Lugar geométrico de las infinitas combinaciones de  $M_n$  y  $P_n$  que originan la falla de una sección.



**Figura 5.4. Diagrama de interacción**

Para el diseño se debe construir el diagrama de interacción de la sección afectado por el factor de reducción  $\Phi$ . Además la resistencia por carga axial se debe limitar a un valor de  $0.8\Phi P_o$ . En la figura 5.5 se muestra el diagrama de interacción de diseño (curva azul) representado por los puntos  $(\Phi M_n, \Phi P_n)$



**Figura 5.5: Diagrama de interacción de Diseño**

Si  $P_u < 0.1 f'c A_g$ , se diseña como flexión simple.

### 5.3.2 Procedimiento de diseño:

El diseño consiste primero en generar una sección de una columna o una placa con una cuantía de acero y crear su diagrama de interacción de diseño. Después se deben

obtener los puntos ( $M_u, P_u$ ), resultado de hacer todas las combinaciones de carga, y lograr que estos puntos se encuentren sobre o dentro del diagrama de interacción de diseño. En caso contrario se debe aumentar la cuantía de acero en la sección hasta lograr que los puntos entren en el diagrama.

### 5.4. Detalles de Refuerzo

#### -Recubrimientos

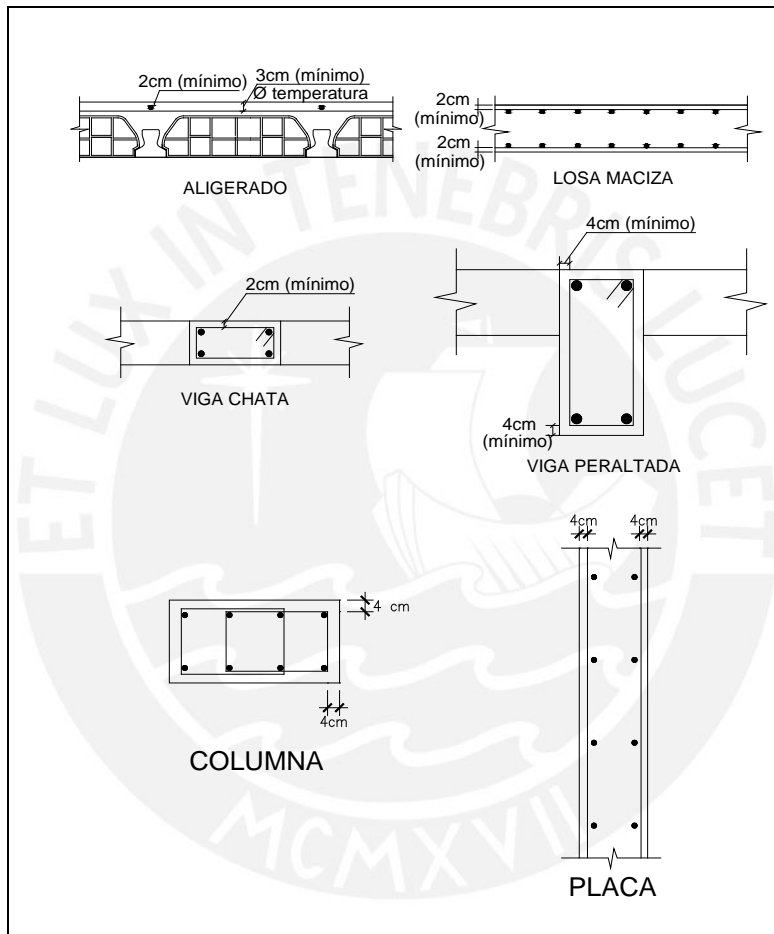


Figura 5.6 Recubrimientos

#### -Anclajes de fierro

Tabla 5.3. Anclajes de fierro

$f'c = 210\text{kg/cm}^2$						
Barra	db (cm)	Ab (cm <sup>2</sup> )	Ld (cm)	L'd (cm)	Ldc (cm)	Ldg (cm)
8mm	0.8	0.5	20	28	19	18
3/8"	0.95	0.71	24	34	22	21
1/2"	1.27	1.29	32	45	29	28
5/8"	1.59	2	40	56	37	35
3/4"	1.91	2.84	49	69	44	42
1"	2.54	5.1	89	124	59	56



Ld: Longitudes de Anclaje en Tracción en Barras Inferiores

L'd: Longitudes de Anclaje en Tracción en Barras Superiores

Ldc: Longitudes de Anclaje en Compresión

Ldg: Anclaje con Gancho Estándar

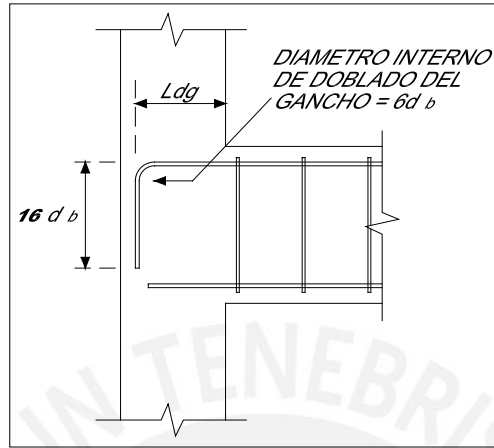


Figura 5.7. Detalle de gancho estándar

**-Empalmes:** Se debe empalmar el refuerzo en zonas de esfuerzos bajos, tomando en cuenta los diagramas de momentos de los elementos. Según la norma E-060 la longitud de empalme a considerar es  $l_e = 1.3 l_d$  ( $l_d$ : longitud de desarrollo en tracción) y no se debe empalmar más del 50% del área total del refuerzo en una misma sección

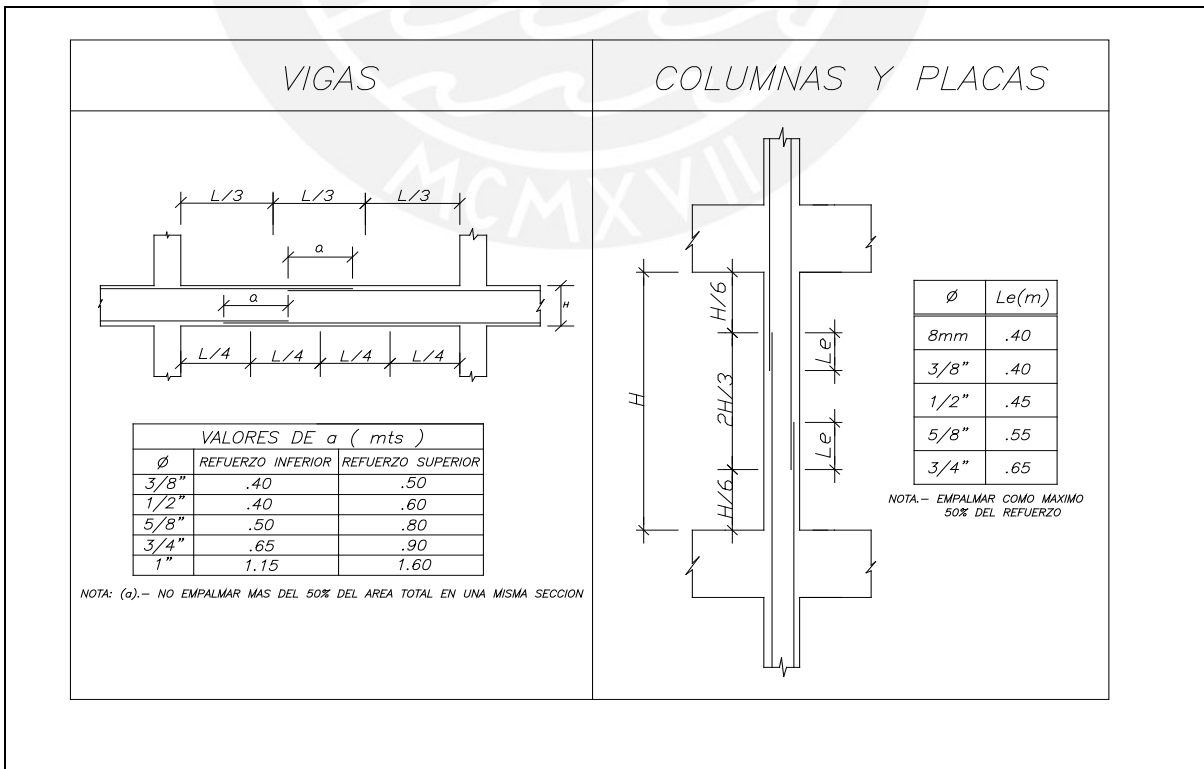


Figura 5.8. Empalmes en vigas, columnas y placas

-Corte de fierro

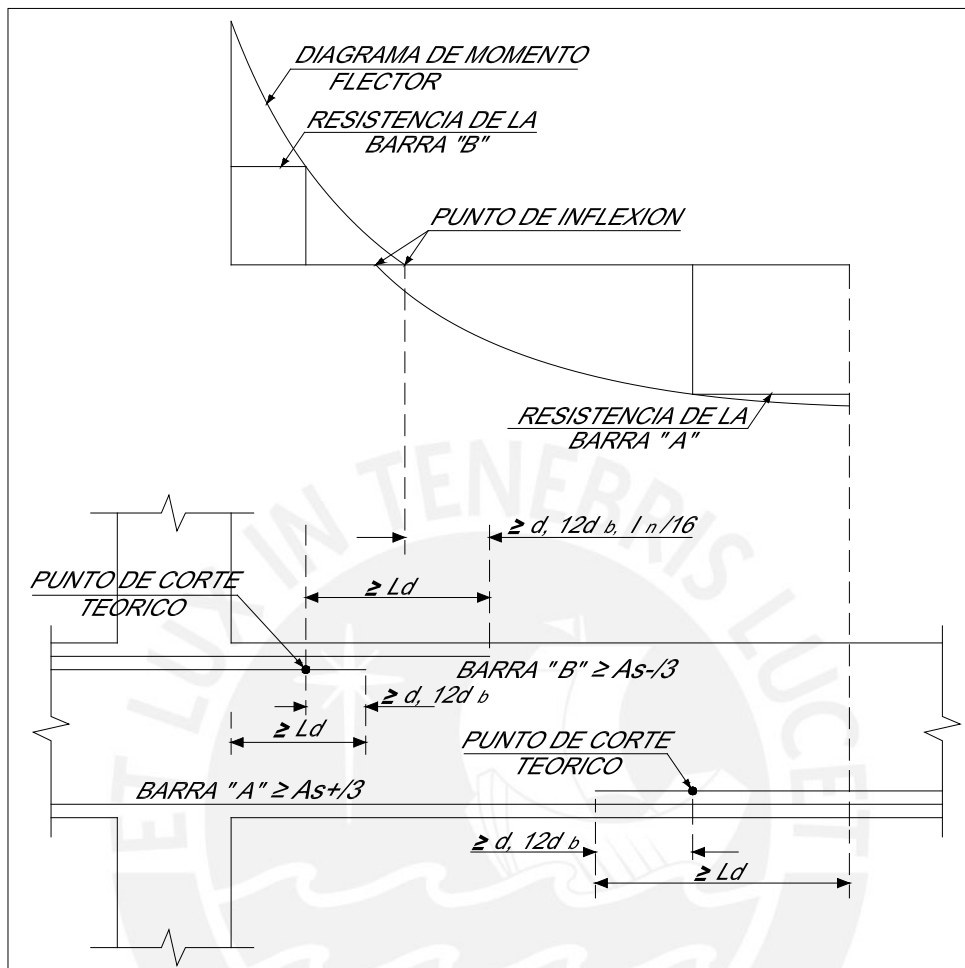


Figura 5.9. Corte teórico de fierro

La NTE E-060 en el artículo 12.10.5 indica que el corte de fierro para zonas de tracción debe satisfacer alguno de los siguientes requisitos:

- $V_u$  en el punto terminal no debe exceder los  $2/3$  de  $\phi V_n$ .
- Para barras de  $\phi 1 \frac{3}{8}$ " y menores, en las que el refuerzo que continúa proporciona el doble del área requerida por la flexión en el punto terminal y  $V_u$  no excede  $\frac{3}{4}$  de  $\phi V_n$ .

-Espaciamientos mínimos y máximos de barras

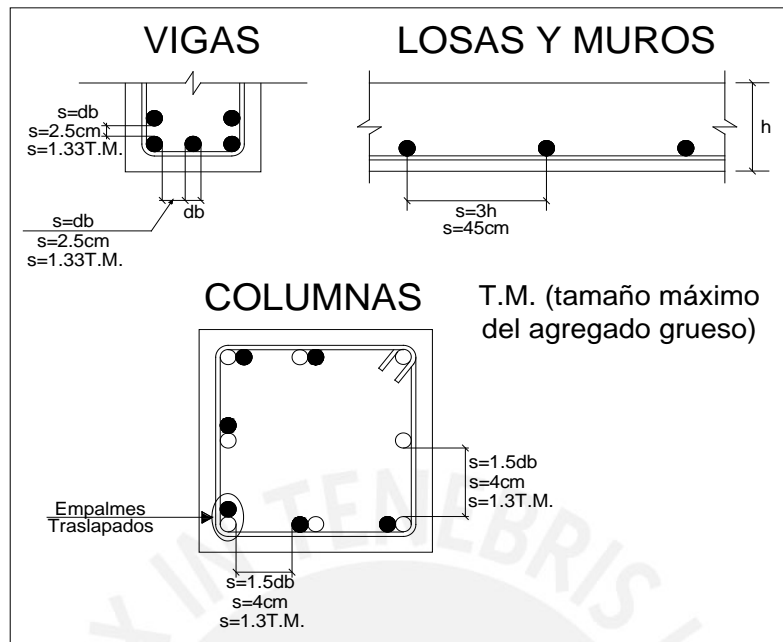


Figura 5.10. Espaciamientos mínimos y máximos de barras

-Detalle del estribo

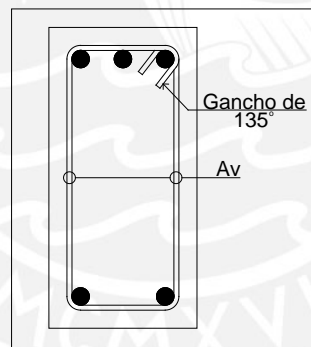


Figura 5.11. Detalle de estribo cerrado con gancho estándar de 135°.

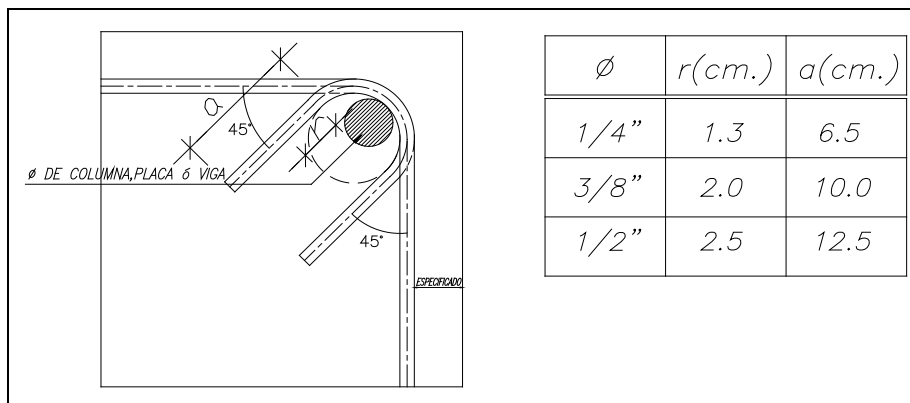


Figura 5.12. Detalle de doblado de estribos en columnas y vigas

## CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS

### 6.1. CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO DE LOSAS

Además de los criterios generales de diseño, debemos tener en cuenta algunas consideraciones adicionales para el diseño de losas.

En el caso de las losas macizas el refuerzo mínimo por contracción y temperatura corresponde a una cuantía de 0.0018, del mismo modo el refuerzo se colocará a un espaciamiento no mayor que tres veces el espesor de la losa o 45 cm.

A continuación, en la tabla 6.1 se muestra el acero mínimo y máximo para una vigueta típica tipo Firth para un aligerado de 20 cm de peralte y 50 cm de ancho tributario. Como ejemplo se ha calculado tanto el acero positivo y negativo, como si se tratara de un aligerado convencional; sin embargo, el acero positivo no es necesario calcularlo, ya que se trata de una viga pretensada. En la figura 2.1 del capítulo 2 se puede apreciar el esquema del aligerado elegido.

Características Aligerado:  $h = 20$  cm,  $t_w = 11$  cm,  $b_f = 50$  cm,  $t_f = 5$  cm,  $d = 17$  cm

**Tabla 6.1 Propiedades de vigueta típica tipo Firth**

Peralte (h) cm	Ig cm <sup>4</sup>	M <sup>+</sup> <sub>cr</sub> kg.m	M <sup>-</sup> <sub>cr</sub> kg.m	As <sup>+</sup> <sub>mín</sub> cm <sup>2</sup>	As <sup>-</sup> <sub>mín</sub> cm <sup>2</sup>	As <sup>+</sup> <sub>mín</sub> cm <sup>2</sup>	As <sup>-</sup> <sub>máx</sub> cm <sup>2</sup>
20	13554	291	607	0.69	1.57	13.55	2.98

Como apreciamos el acero mínimo exigido por la Norma Peruana es bastante alto, por lo que se acostumbra a colocar 1.3 veces el área requerida por el cálculo.

En losas macizas y aligerados al no poder colocarse estribos que tomen los esfuerzos de corte, se diseñan para que el íntegro de la fuerza cortante sea resistido por el concreto, es decir la resistencia por corte del acero es nula.

En el caso de aligerados la resistencia al corte del concreto se amplifica un 10%, siendo entonces:  $V_c = 1.1 \cdot 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$

### 6.2. CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO DE VIGAS

- El acero mínimo para secciones rectangulares es  $0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$

- En cualquier sección de la viga se debe cumplir que el momento nominal ( $M_n$ ), positivo o negativo, sea siempre mayor o igual a la cuarta parte del momento nominal máximo ( $M_{n_{máx}}$ ) que podamos tener en cualquier sección de la viga.

-En cada extremo, el  $M_n^+$  debe ser por lo menos igual a la tercera parte del  $M_n^-$  en ese extremo, cuando es sistema de muros estructurales. Y el  $M_n^+$  será la mitad cuando es un sistema de pórticos, esto con la finalidad de cubrir el posible caso de inversión de momentos.

a) Disposiciones especiales de la norma E-060 para vigas sismorresistentes

La resistencia especificada del concreto ( $f'_c$ ) no será menor a 210 kg/cm<sup>2</sup>.

La calidad del acero de refuerzo no excederá del grado 60 (4200 kg/cm<sup>2</sup>).

La relación ancho a peralte de las vigas no será menor a 0.3.

El ancho de las vigas no será menor a 25 cm.

No deberá hacerse empalmes a una distancia "d" o menor de la cara de los nudos.

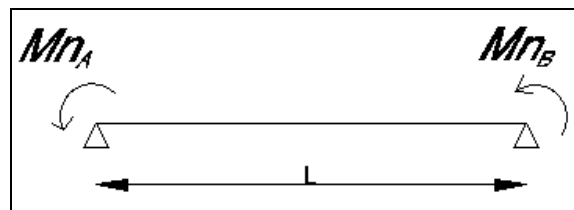
La fuerza cortante  $V_u$  de los elementos a flexión deberá determinarse a partir de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión ( $M_n$ ) en los extremos de la luz libre de la viga y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas permanentes.

El refuerzo transversal estará constituido por estribos cerrados con gancho estándar a 135° y con un diámetro mínimo de 3/8".

b) Diseño por capacidad en vigas

Lo que se busca con este método es prevenir que la viga falle por cortante (falla frágil) antes que por flexión (falla dúctil). Para conseguir esto se sigue el siguiente procedimiento:

El cortante último se calcula de la suma del cortante isostático más el cortante hiperestático producido por la suma de momentos nominales entre la longitud libre de la viga (Figura 6.1).



**Figura 6.1 Capacidad en vigas**

$$V_u = V_{u_{isos}} + \frac{(M_{nA} + M_{nB})}{L}$$

c) Distribución mínima de estribos cerrados:

Colocar estribos desde ambos extremos de la viga: El primero a 5 cm, en la zona de confinamiento igual a dos veces el peralte de la viga, a un espaciamiento  $S_0$  que no exceda de la cuarta parte del peralte efectivo, 8 veces el diámetro de la barra longitudinal o 30 cm, fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento no excederá la mitad del peralte efectivo de la viga.

### 6.3. EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

A modo de ejemplo se diseña una vigueta del semisótano del edificio. La figura 6.2 muestra los diagramas de las envolventes de los momentos y cortantes últimos.

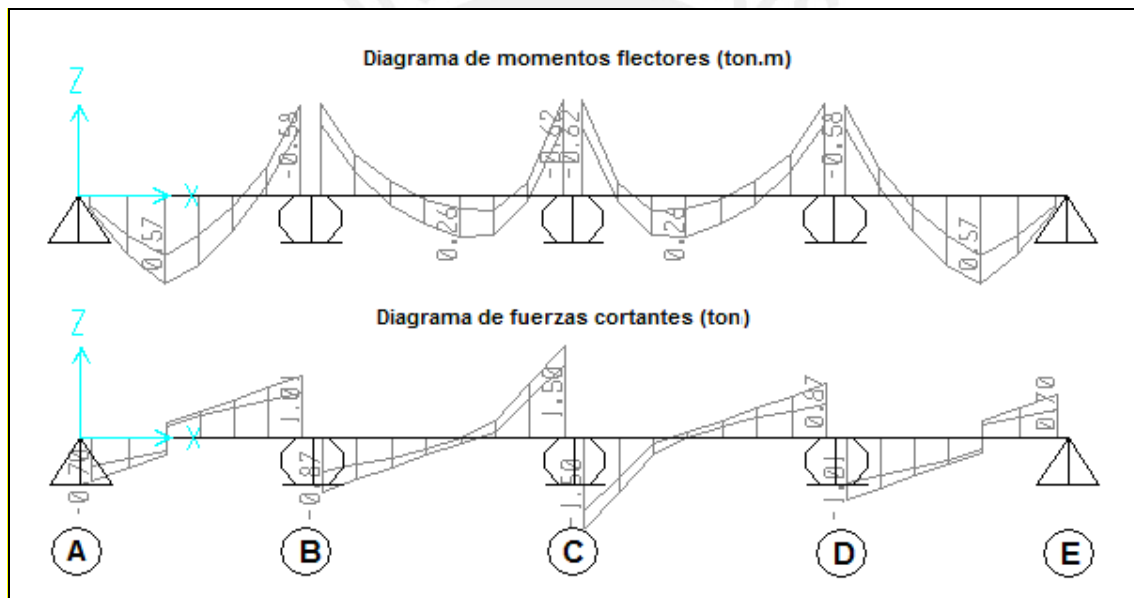


Figura 6.2 Envolventes de momentos y cortantes

Se diseña el segundo tramo entre los ejes “B” y “C”.

El aligerado de 20 cm de peralte con viguetas espaciadas cada 50 cm.

Para  $Mu^- = 0.62 \text{ ton.m}$ , se requiere:  $A_s = 1.04 \text{ cm}^2$

Se coloca  $1 \phi \frac{3}{8} + 1 \phi \frac{3}{8}$ .

Para  $Mu^+ = 0.26 \text{ ton.m}$ , este momento se compara con la tabla de momentos admisibles de las viguetas Firth, para la vigueta V101,  $\Phi M_n = 0.94 \text{ ton.m}$ , por lo que con la vigueta V101 cumpliría.

### 6.4. EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA

La figura 6.3 y la figura 6.4 a continuación, muestra los diagramas de momentos, donde se señala las secciones de diseño y en la tabla 6.2 se aprecian los respectivos valores de momento flector.

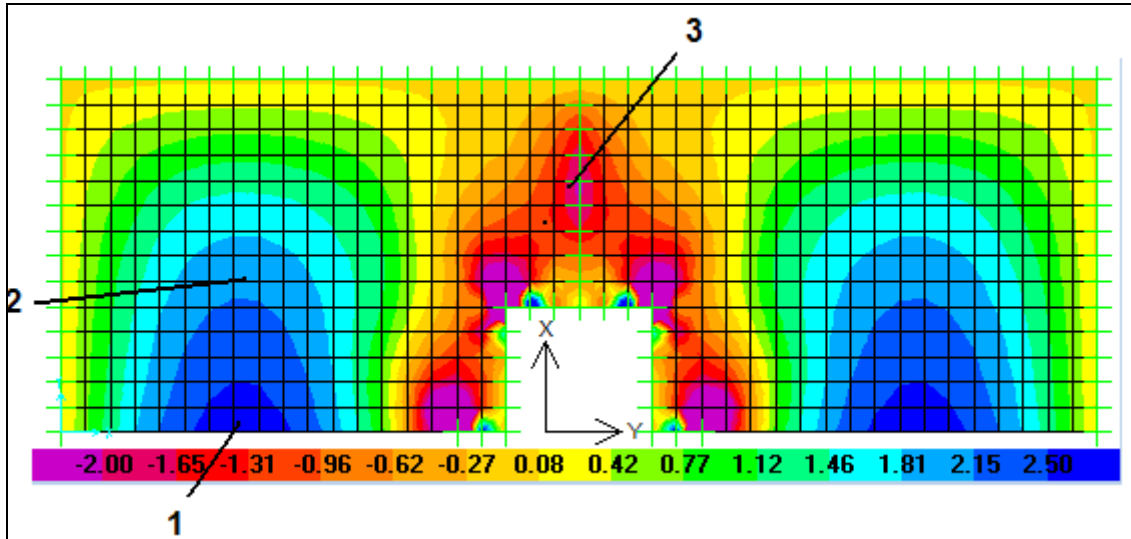


Figura 6.3 Diagrama de Momentos en la dirección XX (ton.m)

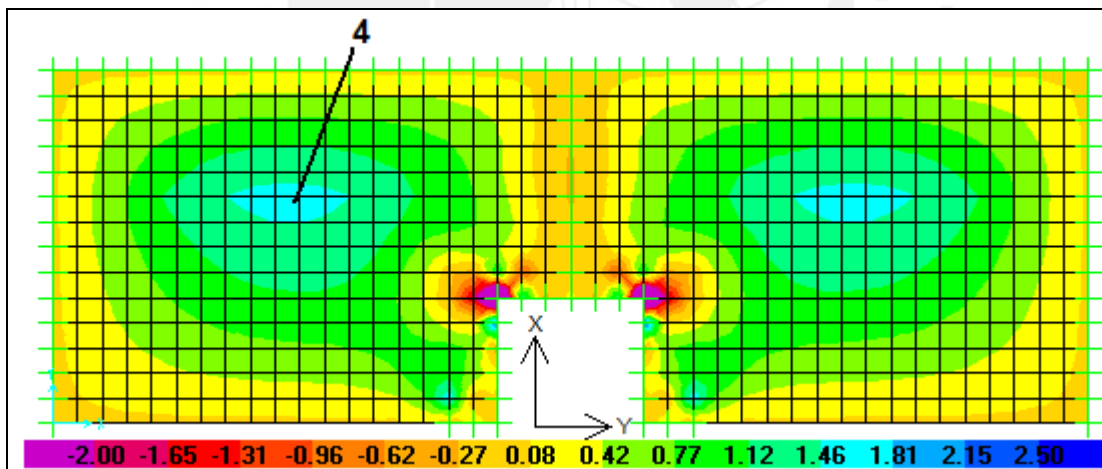
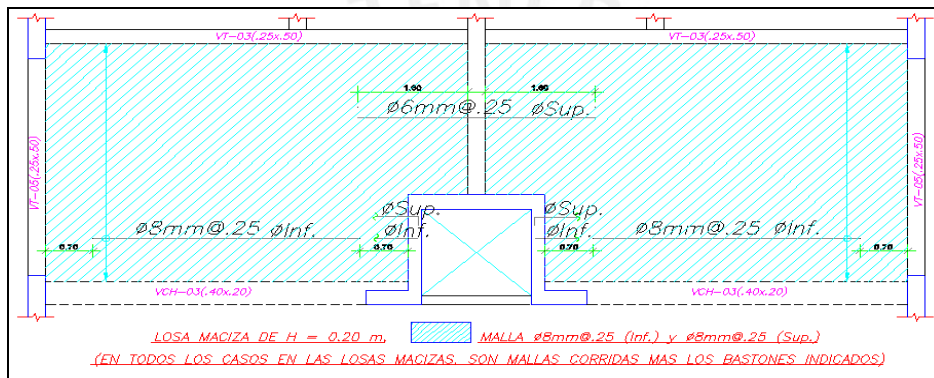


Figura 6.4 Diagrama de Momentos en la dirección YY (ton.m)

El diseño por flexión y corte se realiza para un metro de ancho. En la tabla 6.2 se muestra el diseño del paño típico de la losa maciza.

**Tabla 6.2 Resumen de diseño por flexión y corte**

	XX		YY	
	Diseño por flexión			
	1	2	3	4
Mu (ton.m)	+2.56	+2.20	-1.90	+1.42
As (cm <sup>2</sup> )	3.98	3.40	3.02	2.00
Refuerzo colocado	Φ8mm + Φ 8mm @0.25	Φ 8mm + Φ 8mm @0.25	Φ 8mm + Φ 6mm @0.25	Φ 8mm @0.25
As colocado (cm <sup>2</sup> )	4.00	4.00	3.12	2.50
Diseño por corte				
Vu (ton)			2.4	
ΦVc (ton)			11.1	

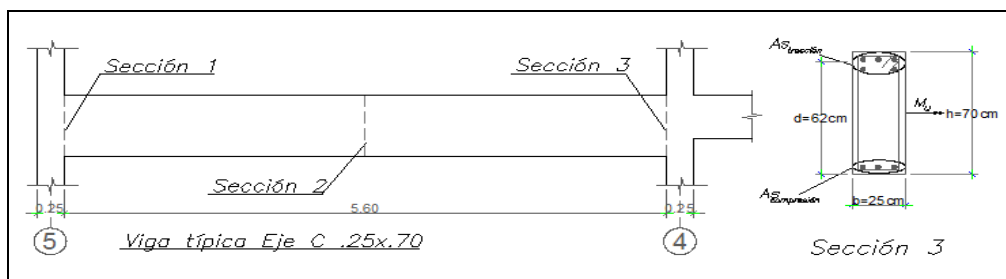


**Figura 6.6 Refuerzo colocado a la losa maciza**

**6.5. EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGA PERALTADA**

A modo de ejemplo se diseña una viga que resiste principalmente cargas de gravedad y otra donde las solicitaciones sísmicas son las más importantes.

Para el caso donde las cargas de gravedad son las más importantes, se mostrará el diseño de la viga del piso típico del eje C. La figura 6.5 muestra el esquema de la viga con las secciones de diseño, la figura 6.6 el diagrama de envolvente de momento flector y la figura 6.7 el diagrama de envolvente de fuerza cortante.



**Figura 6.5 Viga del ejemplo y sección de diseño**



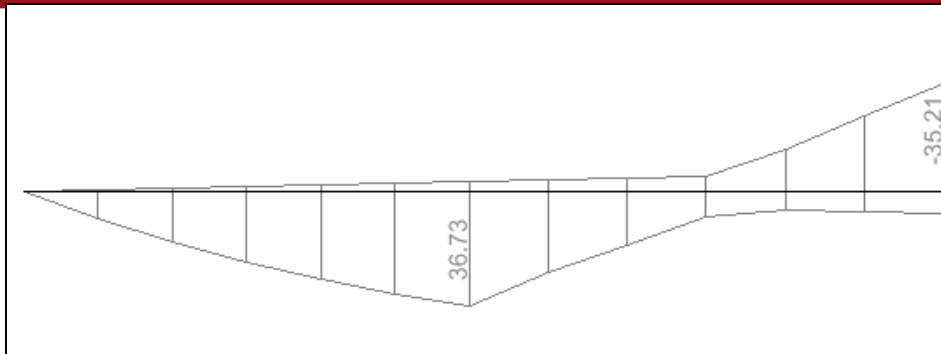


Figura 6.6 Diagrama de envolvente de momento flector (ton,m)

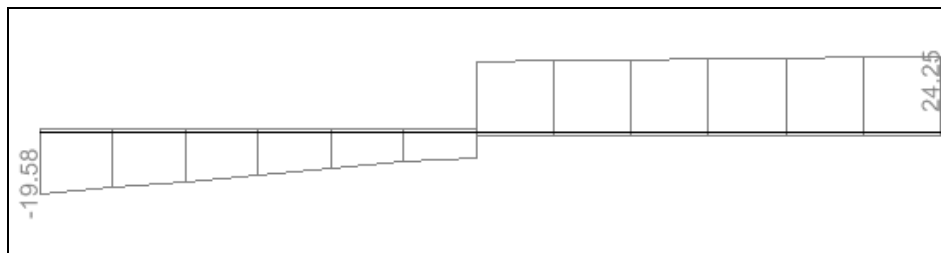


Figura 6.7 Diagrama de envolvente de fuerza cortante (ton)

La tabla 6.3 muestra el resumen del diseño por flexión, mientras que la tabla 6.4 el resumen del diseño por corte.

:

Tabla 6.3 Resumen del diseño por flexión

	Sección 1	Sección 2	Sección 3
Mu (ton.m)	0	36.73	35.21
As (cm <sup>2</sup> )	0	18.18	17.29
As colocado (cm <sup>2</sup> )	3 $\Phi$ 3/4"	3 $\Phi$ 3/4" + 2 $\Phi$ 1"	3 $\Phi$ 3/4" + 2 $\Phi$ 1"
As máx (cm <sup>2</sup> )	24.70	24.70	24.70
As mín (cm <sup>2</sup> )	3.74	3.74	3.74

Tabla 6.4 Resumen del diseño por corte

	Sección 1	Sección 2	Sección 3
Vu (kg)	16730	22600	23890
$\Phi$ Vc (kg)	10119	10119	10119
Vs (kg)	9563	16469	17987
s (cm)	39	22	21
d/2 , d/4 (cm)	30 , 15	30 , 15	30 , 15
Distribución	1@5, 8@15, rto@20 c/ext.		

Para el caso donde las solicitaciones sísmicas son las más importantes, se mostrará el diseño de la viga del piso típico del eje A. La figura 6.8 muestra el esquema de la viga

con las secciones de diseño, la figura 6.9 el diagrama de envolvente de momento flector y la figura 6.10 el diagrama de envolvente de fuerza cortante.

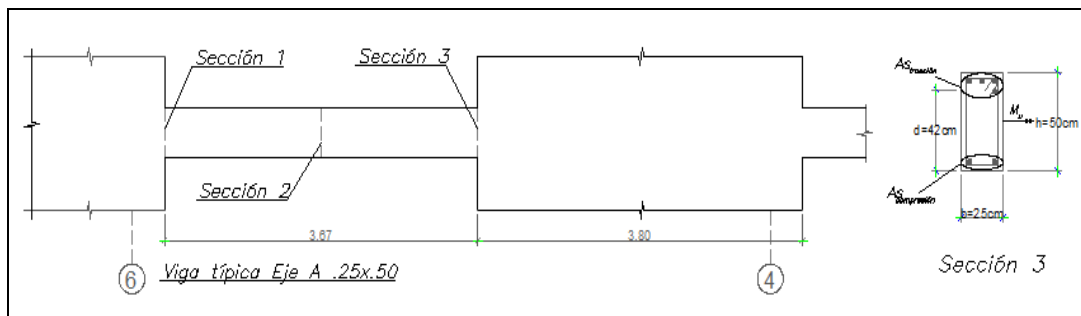


Figura 6.8 Viga del ejemplo y sección de diseño

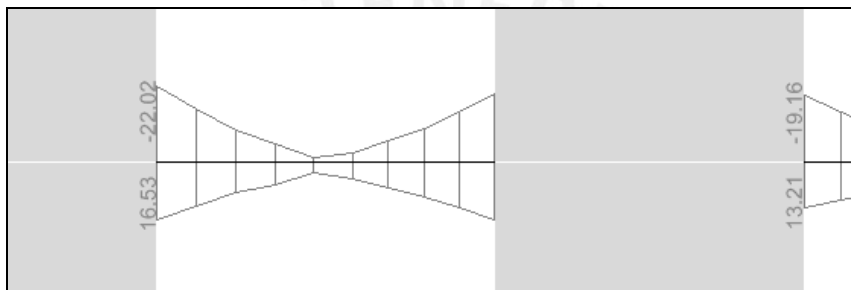


Figura 6.9 Diagrama de envolvente de momento flector (ton.m)

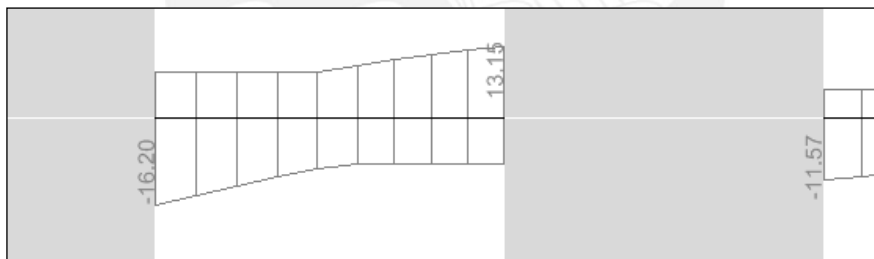


Figura 6.10 Diagrama de envolvente de fuerza cortante (ton)

La tabla 6.5 muestra el resumen del diseño por flexión, mientras que la tabla 6.6 el resumen del diseño por corte.

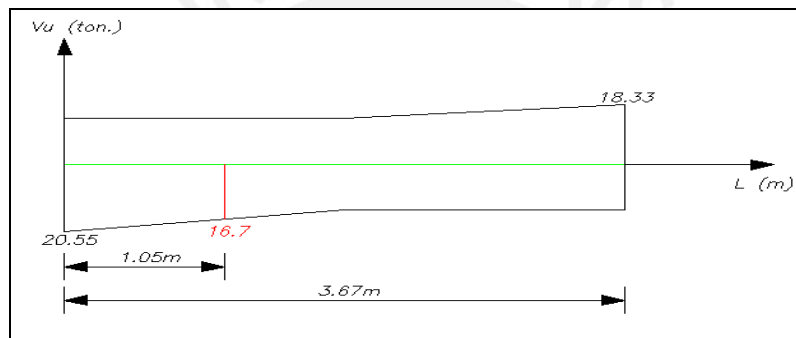
Tabla 6.5 Resumen del diseño por flexión

	Sección 1	Sección 2	Sección 3
Mu (ton.m)	22.02	4.5	19.69
As (cm <sup>2</sup> )	17.07	2.93	14.88
As colocado (cm <sup>2</sup> )	2 Φ 1" + 3 Φ 3/4"	2 Φ 1"	2 Φ 1" + 2 Φ 3/4"
As máx (cm <sup>2</sup> )	16.73	16.73	16.73
As mín (cm <sup>2</sup> )	2.54	2.54	2.54

**Tabla 6.6 Resumen del diseño por corte**

	Sección 1	Sección 2	Sección 3
Vu (kg)	14440	9150	12480
$\Phi Vc$ (kg)	6855	6855	6855
Vs (kg)	10133	3910	7828
s (cm)	25	64	32
d/2 , d/4 (cm)	25 , 12.5	25 , 12.5	25 , 12.5
Distribución	1@5, 8@12.5, rto@25 c/ext.		

**Diseño por capacidad:** Se calculó la cortante en la zona de confinamiento y fuera de la zona de confinamiento. En la figura 6.11 y la tabla 6.7 se presentan los cálculos para verificar el diseño por capacidad en la viga VT-05.



**Figura 6.11. Cálculo de capacidad en viga VT-05**

**Tabla 6.7 Cálculo de capacidad en viga VT-05**

	A la cara	Fuera de la zona de confinamiento
<b>Vu (ton)</b>	20.55	16.7
<b><math>\Phi Vc</math> (ton)</b>	6.85	6.85
<b>Vs (ton)</b>	12.49	8.64
<b>s (cm)</b>	20	29

Se verifica que para la distribución de estribos colocada, la viga cumple los requisitos de capacidad.

La figura 6.12 muestra las vigas con el refuerzo colocado, diseñadas en este capítulo a modo de ejemplo.

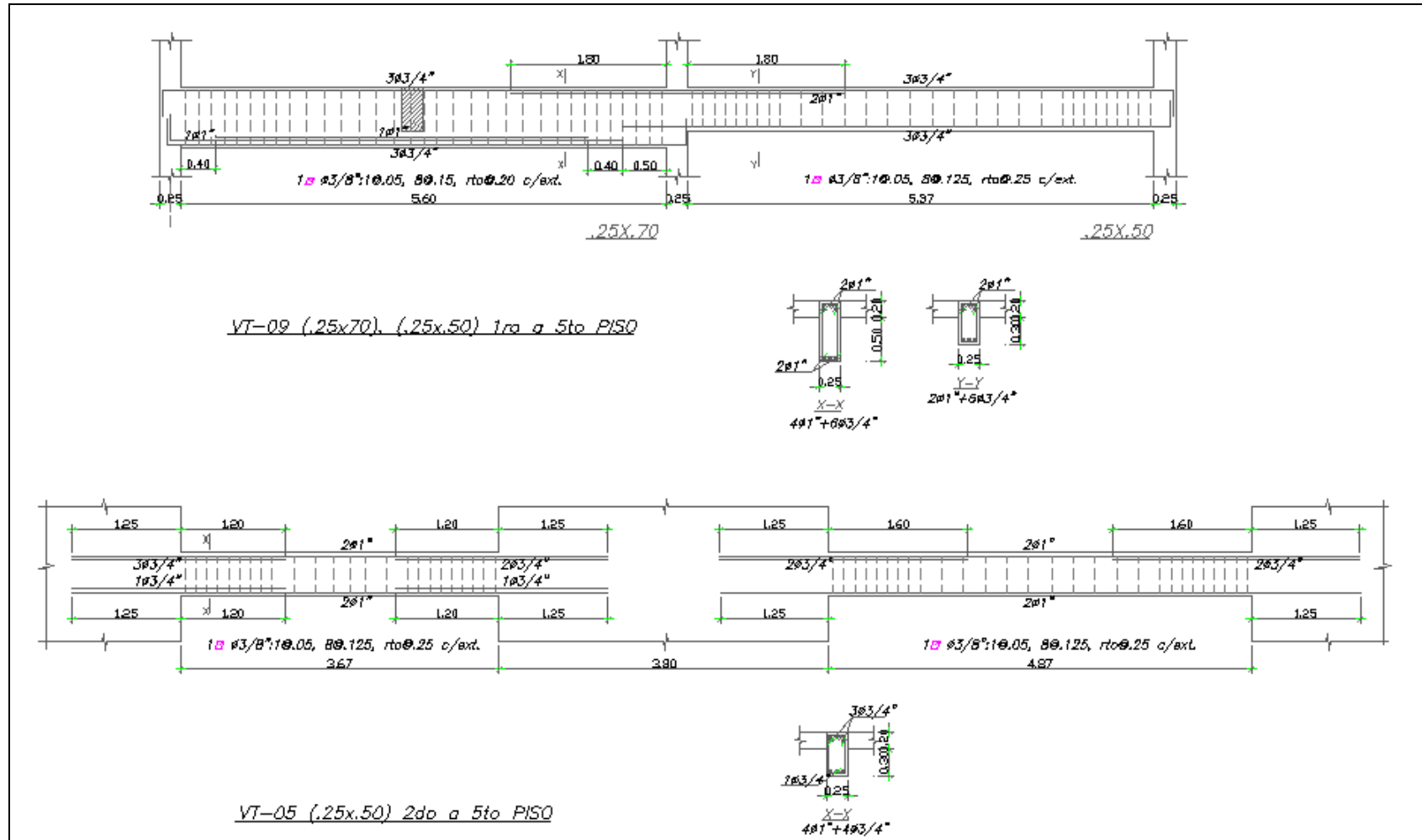


Figura 6.12 Elevación de vigas con refuerzo colocado

## CAPÍTULO 7: DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES (COLUMNAS Y PLACAS)

### 7.1. CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS

a) Disposiciones especiales de la norma E-060 para columnas sismorresistentes:

- La resistencia a compresión mínima del concreto será  $210\text{kg/cm}^2$ .
- El esfuerzo máximo de fluencia del acero de refuerzo será  $4200\text{kg/cm}^2$ .
- El ancho mínimo de la columna será  $25\text{cm}$ .
- La relación entre la dimensión menor y mayor de la sección transversal de la columna no será menor que  $0.4$ .
- La cuantías mínima y máxima en columnas son:  $\rho_{\min} \geq 1\%$ .  $\rho_{\max} \leq 6\%$ .
- En los nudos, la resistencia a flexión de las columnas deberán cumplir con la siguiente ecuación  $\sum M_{nc} > 1.4 \sum M_{nv}$  ( $M_{nc}$ : Momentos nominales de las columnas que llegan al nudo,  $M_{nv}$ : momentos nominales de las vigas que llegan al nudo).

b) Diseño por capacidad en columnas.

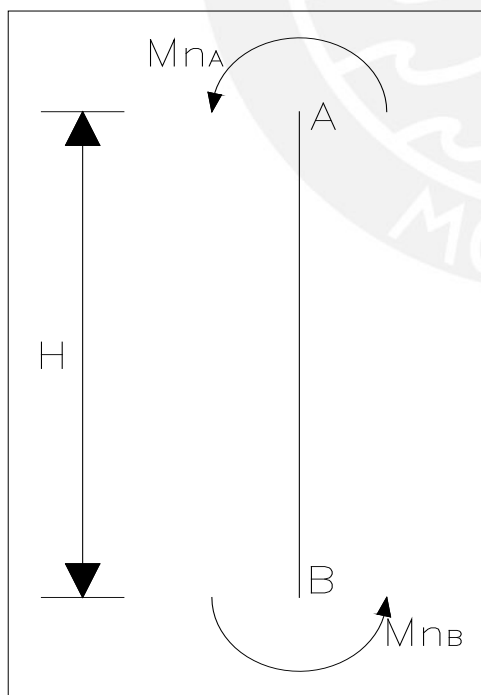


Figura. 7.1. Diseño por capacidad

Lo que se busca con este método es prevenir que se produzcan fallas indeseables, como sería una falla por corte, por eso hay que buscar que una columna falle por flexión (falla dúctil) antes que falle por cortante (falla frágil). Para conseguir esto se sigue el siguiente procedimiento:

- Se calculan los momentos nominales  $M_{nA}$  y  $M_{nB}$ , de la columna ( $M_{nA} = M_{nB} = M_n$ ) y se calcula el momento probable  $M_{pr} = 1.25M_n$ .
- A continuación se calcula la cortante de diseño:  $V_{pr} = 2M_{pr}/H$ .
- Con esta cortante se procede a calcular finalmente la separación final de los estribos.

- c) Distribución mínima de estribos cerrados: Primer estribo a 5cm, en la zona de confinamiento ( $L/6$ , máxima dimensión de la sección transversal o 45cm) los estribos se separan como máximo la mitad de la menor dimensión de la sección transversal ó 10cm, y fuera de la zona de confinamiento los estribos se separan como máximo 16 veces el diámetro de la barra, la menor dimensión ó 30cm.
- d) En el nudo  $A_{v_{min}} = 0.7 b s / f_y \quad s \leq 15 \text{ cm}$

## 7.2. CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO DE PLACAS

a) El espesor mínimo de una placa será 10cm, y en caso coincida con un muro de contención en el sótano, entonces el espesor será de 20cm como mínimo.

b) Si  $V_u > \phi V_c$  se deberá colocar refuerzo horizontal por corte usando la siguiente fórmula:  $V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$ . Como mínimo se considera una cuantía, tanto horizontal como vertical, igual a 0.0025.

Si  $V_u < \phi V_c$ , las cuantías mínimas horizontal y vertical se podrán reducir a:  $\rho_h > 0.0020$ ,  $\rho_v > 0.0015$ .

c) Diseño por capacidad en placas: Para garantizar que se produzca primero una falla por flexión antes que una falla por corte se debe cumplir que la cortante de diseño sea:  
 $V_u \text{ diseño} = V_u \text{ análisis} * M_n / M_u$

## 7.3. EJEMPLO DE DISEÑO DE COLUMNAS

Como ejemplo se procede a diseñar la columna C4 (.25x.80) a nivel del primer piso.

**Diseño por Flexocompresión:**

**Cargas de Diseño**

**Tabla 7.1. Cargas de diseño de la columna C4 en el primer piso**

Carga	P (ton)	M (ton.m)	V (ton)
Muerta	205.2	0	0
Viva	21.9	0	0
Sismo XX	0.01	12.55	7.9

Combinaciones de carga

Tabla 7.2. Combinaciones de cargas de la columna C4 en el primer piso

Combinación	Pu (ton)	Mu (ton.m)	Vu (ton)
$U = 1.4CM + 1.7CV$	324.51	0.00	0.00
$U = 1.25(CM + CV) + CS$	283.89	12.55	7.90
$U = 1.25(CM + CV) - CS$	283.87	-12.55	-7.90
$U = 0.9CM + CS$	184.69	12.55	7.90
$U = 0.9CM - CS$	184.67	-12.55	-7.90

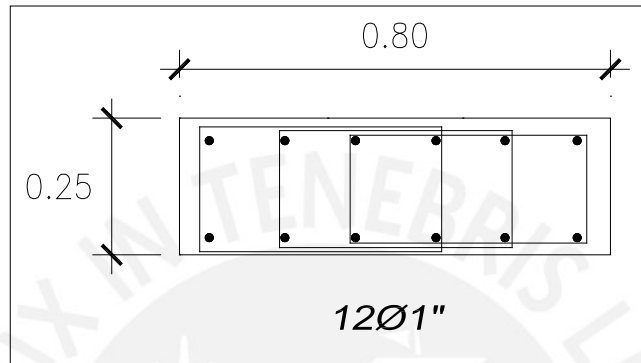


Figura 7.2: Columna C4 con refuerzo

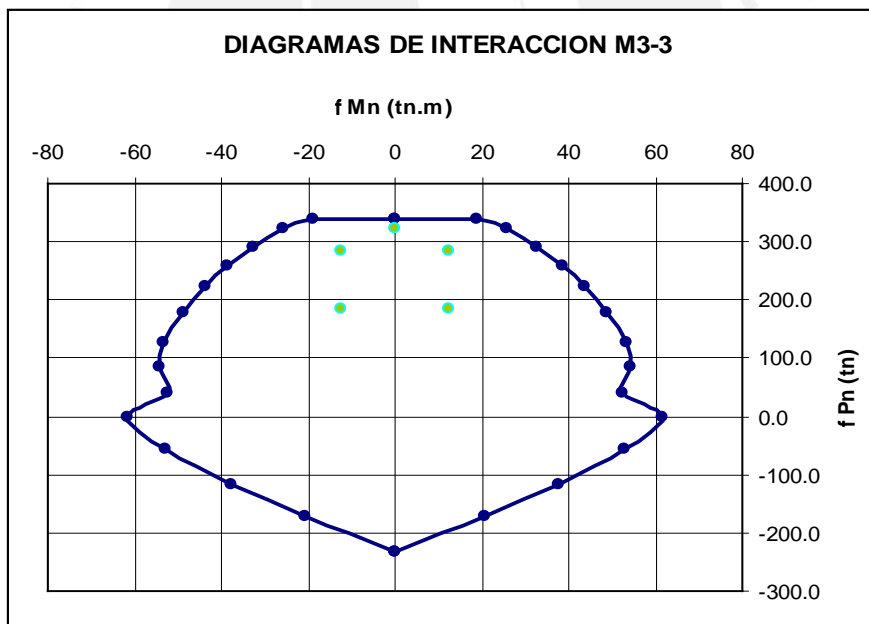


Figura 7.3. Diagrama de interacción de la columna C4

Diseño por Cortante:

$$b_w = 25\text{cm}, \quad d = 74\text{cm}, \quad A_g = 25 \times 80 = 2000 \text{ cm}^2$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \left( 1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) b_w d$$

Tabla 7.3. Diseño por cortante de la columna C4

Combinación	Vu (ton)	Vc (ton)	$\Phi Vc$ (ton)
Comb1	0.00	30.68	26.08
Comb2	7.90	28.61	24.32
Comb3	-7.90	28.61	24.32
Comb4	7.90	23.58	20.04
Comb5	-7.90	23.58	20.04

Diseño por capacidad:

$$Mpr = 1.25Mn$$

$$Vpr = 2Mpr/H$$

$$H=2.65m$$

$$s = \frac{Av}{fy_d}$$

$$Av = 6 \times 0.71 = 4.26 \text{ cm}^2 \text{ (3 estribos de } 3/8\text{'')}$$

$$Vs$$

Tabla 7.4. Diseño por capacidad de la columna C4

Combinación	Pu (ton)	$\Phi Mn$ (ton.m)	Mn (ton.m)	Mpr (ton.m)	Vpr (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
Comb1	324.51	25.90	28.78	35.97	27.15	30.68	1.26	1048
Comb2	283.89	32.70	36.33	45.42	34.28	28.61	11.71	113
Comb3	283.87	32.70	36.33	45.42	34.28	28.61	11.71	113
Comb4	184.69	48.60	54.00	67.50	50.94	23.58	36.35	36
Comb5	184.67	48.60	54.00	67.50	50.94	23.58	36.35	36

Siguiendo la distribución que nos dice la norma se decide usar 3 estribos de 3/8" 1@.05, 8@.10, rto@.25. En los nudos se colocan 3 estribos de 3/8" @.15cm.

Según lo que dice la norma E-060 se debe cumplir que  $\Sigma Mnc > 1.4 \Sigma Mnv$ . Esta condición sólo se cumplió en la dirección paralela a la fachada, debido a que en esa dirección la columna tenía un peralte de 80cm y en la otra dirección sólo actúa el ancho de 25cm

$$\Sigma Mnc = 2 \times 25 = 50 \text{ ton.m}$$

$$1.4 \Sigma Mnv = 1.4 \times (6.42 + 6.42) = 17.98 \text{ ton.m}$$

En la otra dirección no se puede cumplir con esta condición, pero debido a que las placas son las que controlan la deformación lateral del edificio entonces es poco probable que este tipo de falla ocurra y por tal motivo no es tan importante cumplir con esta exigencia.



### 7.4. EJEMPLO DE DISEÑO DE PLACA

Como ejemplo se procede a diseñar la placa PL-05 a nivel del primer piso

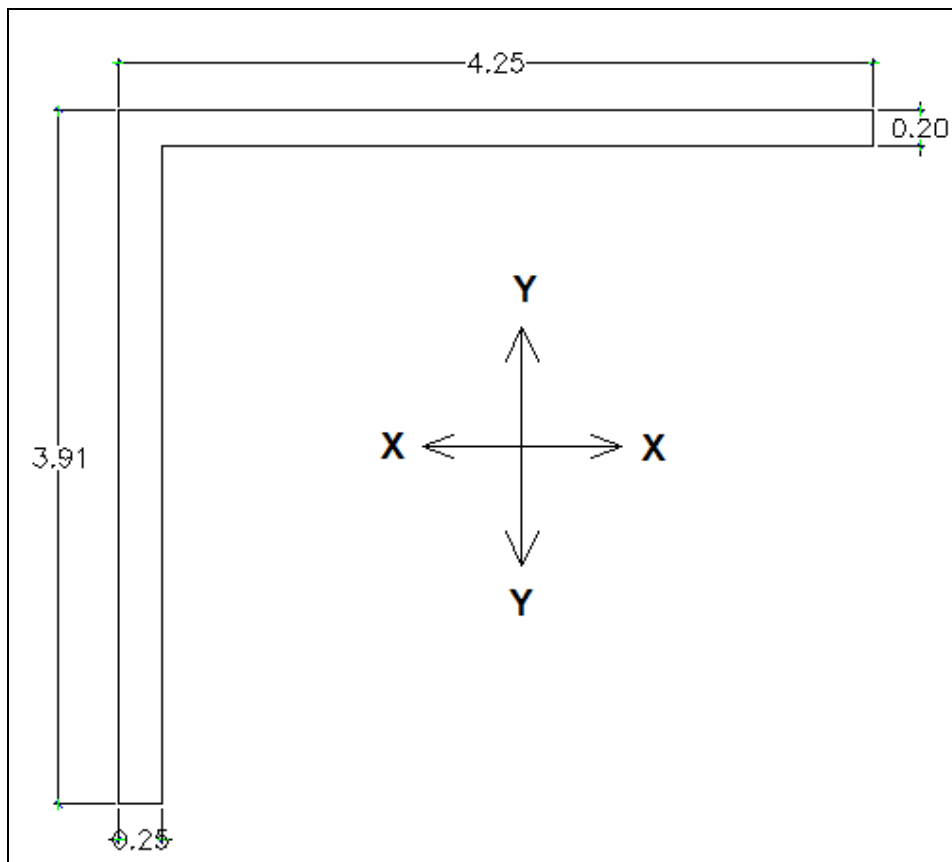


Figura 7.4. Esquema de la placa PL-05 en el primer piso

Cargas de diseño

Sismo XX

Tabla 7.1. Cargas de diseño de la placa PL5 en el primer piso

Carga	P (ton)	M33 (ton.m)	V22 (ton)
Muerta	137.49	13.69	3.64
Viva	19.32	1.41	0.53
Sismo XX	23.89	510.81	60.86

Sismo YY

Tabla 7.2. Cargas de diseño de la placa PL5 en el primer piso

Carga	P (ton)	M22 (ton.m)	V33 (ton)
Muerta	137.49	65.33	2.11
Viva	19.32	7.81	0.69
Sismo YY	41.01	734.29	61.79

## Combinaciones de carga

## Sismo XX

Tabla 7.3. Combinaciones de cargas de la placa PL5 en el primer piso

Combinación	Pu (ton)	Mu (ton.m)	Vu (ton)
$U = 1.4CM + 1.7CV$	225.33	21.56	6.00
$U = 1.25(CM + CV) + CS$	219.90	529.69	66.07
$U = 1.25(CM + CV) - CS$	172.12	-491.94	-55.65
$U = 0.9CM + CS$	147.63	523.13	64.14
$U = 0.9CM - CS$	99.85	-498.49	-57.58

## Sismo YY

Tabla 7.4. Combinaciones de cargas de la placa PL5 en el primer piso

Combinación	Pu (ton)	Mu (ton.m)	Vu (ton)
$U = 1.4CM + 1.7CV$	225.33	104.74	4.13
$U = 1.25(CM + CV) + CS$	237.02	825.72	65.29
$U = 1.25(CM + CV) - CS$	155.00	-642.87	-58.29
$U = 0.9CM + CS$	164.75	793.09	63.69
$U = 0.9CM - CS$	82.73	-675.49	-59.89

## Diseño por Cortante:

## Dirección XX:

$$b=20\text{cm}, \quad L=423\text{cm}, \quad d=0.90L = 380.7\text{cm},$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} b \cdot d = 49.71\text{ton}$$

$$V_u = 66.07\text{ton} > \Phi V_c \quad V_s = V_u / \Phi - V_c = 19.25\text{ton}$$

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 380.7}{19250} = 118\text{cm}$$

$$V_s = 19250$$

$$A_{smin} = 0.0025 \times 20 \times 100 / 2 = 2.50\text{cm}^2/\text{m}/\text{cara} \quad \Phi 3/8" @ .25 /\text{cara}$$

## Dirección YY

$$b=25\text{cm}, \quad L=391\text{cm}, \quad d=0.90L = 351.9\text{cm}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} b \cdot d = 57.43\text{ton}$$

$$V_u = 65.29\text{ton} > \Phi V_c \quad V_s = V_u / \Phi - V_c = 9.25\text{ton}$$

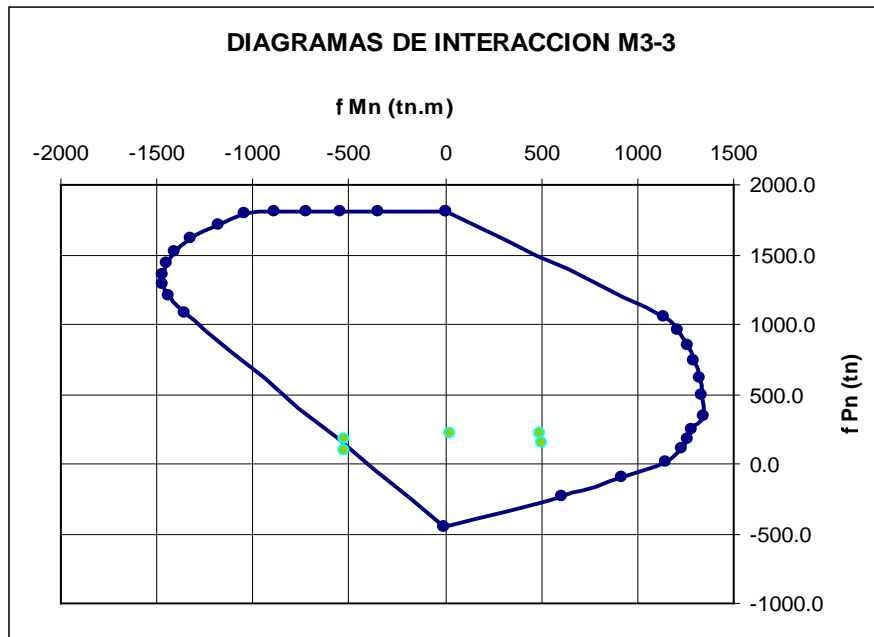
$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 352}{9250} = 226\text{cm}$$

$$V_s = 9250$$

$$A_{smin} = 0.0025 \times 25 \times 100 / 2 = 3.125\text{cm}^2/\text{m}/\text{cara} \quad \Phi 3/8" @ .20 /\text{cara}$$

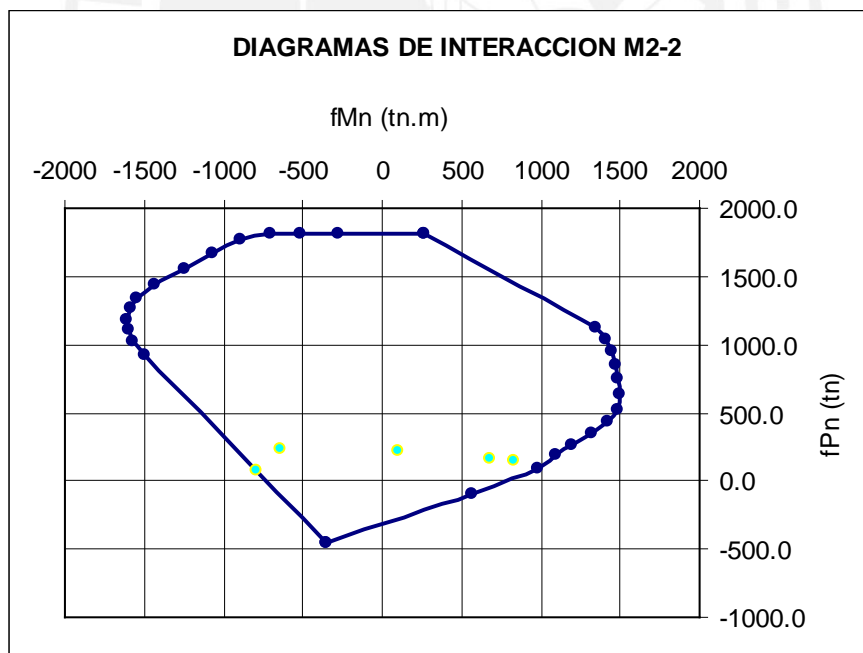
**Diseño por Flexocompresión:**

**Dirección XX**



**Figura 7.5. Diagrama de interacción de la placa PL-05**

**Dirección YY**



**Figura 7.6. Diagrama de interacción de la placa PL-05**

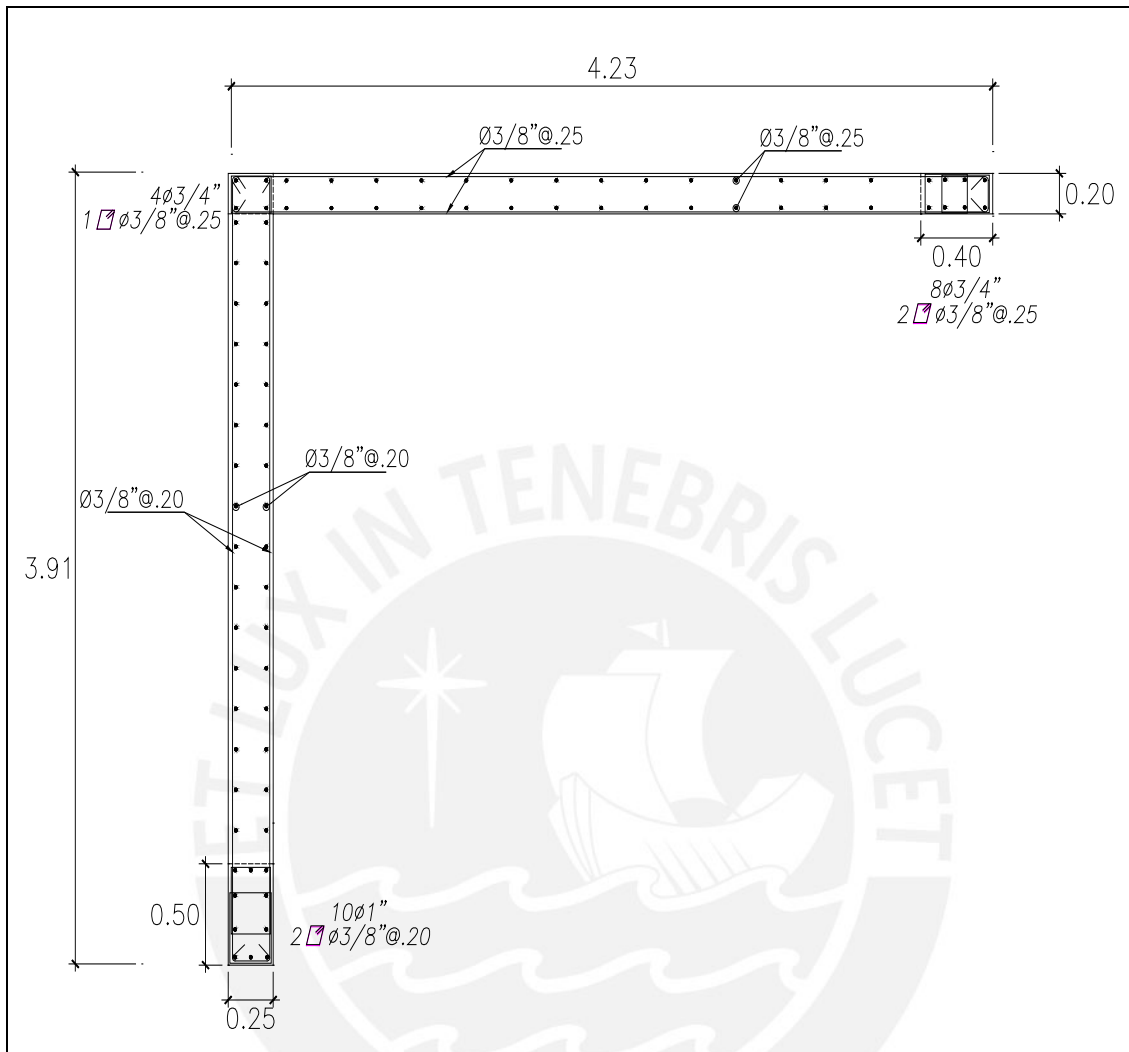
**Diseño por capacidad: Para la dirección XX**

$$Vu \text{ diseño} = Vu \text{ análisis} * Mn/Mu = 66.07 * 623/530 = 77.7 \text{ ton}$$

$$Vs = 32.9 \text{ ton}$$

$$s = 69 \text{ cm}$$

Se usa el acero mínimo ( $\Phi 3/8'' @ .25$  /cara).



**Figura 7.7. Placa PL5 en el primer piso con refuerzo**

## CAPÍTULO 8: DISEÑO DE CIMENTACIÓN Y OTROS ELEMENTOS

### 8.1. DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

A modo de ejemplo se diseña la zapata de la columna C4 de 0.30 x 0.80m ubicada entre los ejes C y 4. Se tiene cargas de servicio  $P_{CM} = 211.7$  ton,  $P_{CV} = 48.3$  ton y momentos despreciables. Según el Estudio de Mecánica de Suelos, para zapatas aisladas la capacidad portante del terreno es  $\sigma = 30$  ton/m<sup>2</sup>. El área necesaria para la zapata ( $A_1$ ) se obtiene estimando su peso propio como el 5% del peso total, además la capacidad portante ( $\sigma$ ) se reduce debido al peso del suelo sobre el nivel de cimentación ( $\gamma.h$ ), por tanto se tiene:

$$A_1 = \frac{1.05 \times (P_{CM} + P_{CV})}{\sigma - \gamma \times h} = \frac{1.05 \times (211.7 + 48.3)}{30 - 1.8 \times 0.9} = 9.62 \text{ m}^2$$

Se usa una zapata de 2.90 x 3.40, de lo que resulta un peso total de:

$$P_T : P_{CM} + P_{CV} + \text{peso propio} + \text{peso tierra} = 211.7 + 48.3 + 18.9 + 15.6 = 294.5 \text{ ton}$$

Con el que finalmente obtenemos un esfuerzo constante sobre la zapata de:

$$\sigma = \frac{P_T}{A} = \frac{294.5}{2.90 \times 3.40} = 29.9 \text{ ton/m}^2 < 30 \quad \text{ok}$$

Para calcular esfuerzo último amplificamos ponderando la carga viva y la carga muerta, obteniendo un factor de amplificación de 1.46.

$$\sigma_U = 29.9 \times 1.46 = 43.7 \text{ ton/m}^2$$

En la figura 8.1 se muestra las secciones críticas para el diseño de una zapata aislada.

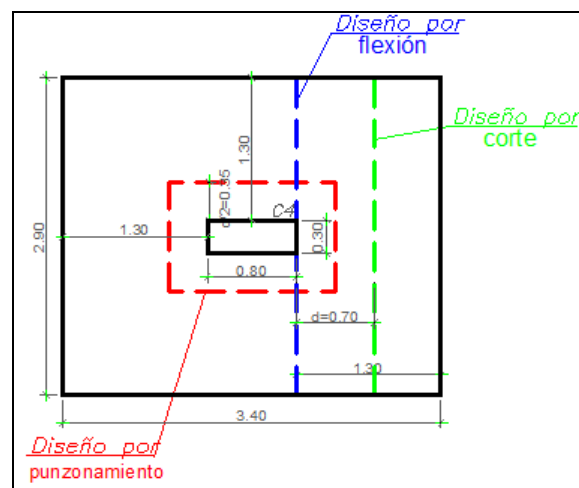


Figura 8.1 Secciones críticas para el diseño de una zapata aislada

Ahora procedemos con el diseño en concreto armado con el valor de  $\sigma_U$

Punzonamiento:

$$V_u = \sigma_U \times (A_T - (.30+d)(.80+d)) = 43.7 \times (9.86 - 1.50) = 365.3 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = \Phi \times 1.1 \times b_o \times d \times (f'_c)^2 = 0.85 \times 1.1 \times 500 \times 70 \times 210^{1/2} = 474.2.3 \text{ ton} > V_u$$

Corte:

$$V_u = \sigma_U \times (1.30-.70) = 43.7 \times .60 = 26.2 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = \Phi \times 0.53 \times B \times d \times (f'_c)^2 = 0.85 \times 0.53 \times 100 \times 70 \times 210^{1/2} = 45.7 \text{ ton} > V_u$$

Diseño por flexión

$$M_u = 43.7 \times (1.30^2/2) = 36.9 \text{ ton.m}$$

$$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 14.29 \text{ cm}^2 \text{ por cada ml}$$

$$\text{Acero colocado} = \Phi \ 3/4'' \ @ \ 0.20 \text{ Inf.}$$

**8.2. DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA**

El diseño de una zapata combinada es similar al de una zapata aislada, con la diferencia de cómo obtenemos los esfuerzos actuantes en el terreno, para el posterior cálculo del peralte por corte o punzonamiento, o el acero por flexión.

En este caso se mostrará como diseñamos la zapata combinada para las placas PL-01 y PL-02, para esto necesitamos primero conocer las cargas en servicio de cada una de estas placas, en la figura 8.2 se muestra el esquema de la zapata combinada.

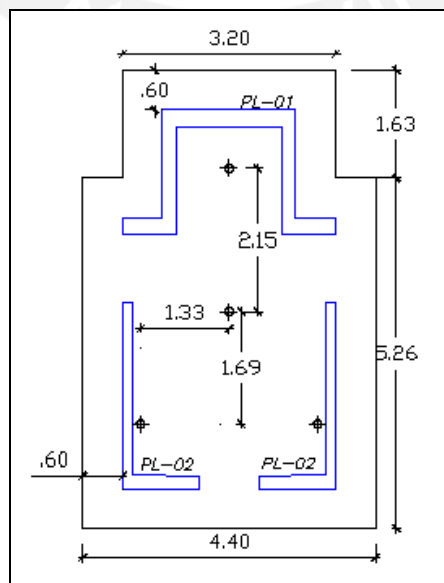


Figura 8.2 Esquema de zapata combinada

PL-01:	$P_{CM} = 235.0 \text{ ton},$	$P_{CV} = 34.4 \text{ ton},$	$M_{\text{sismoX}} = 406.6 \text{ ton.m},$
	$M_{\text{sismoY}} = 67.7 \text{ ton.m}$		
PL-02:	$P_{CM} = 93.6 \text{ ton},$	$P_{CV} = 18.4 \text{ ton},$	$M_{\text{sismoX}} = 32.3 \text{ ton.m},$
	$M_{\text{sismoY}} = 61.4 \text{ ton.m}$		

Con estas cargas se procede a seleccionar el área de la zapata de forma que los esfuerzos actuantes sobre el terreno sean menores que la presión admisible del terreno. En nuestro caso se comenzó con volados de 50 cm, al no satisfacer la premisa anterior, se verificó con volados de 60 cm.

El procedimiento fue el siguiente:

Con la forma y tamaño de la zapata elegida se procede a ubicar el centroide de la zapata, a este punto se trasladan las cargas de cada placa, con su respectiva fuerza axial, el momento de la misma, además del momento generado por el desplazamiento de la fuerza axial (sistema equivalente de fuerzas).

Luego calculamos la excentricidad de la carga dividiendo el momento entre la carga axial, de esta manera el área efectiva de la zapata se reduce, ya que ahora solo consideramos que está actuando solo la carga axial, pero en un área menor donde el centroide de la zapata real se ha desplazado un valor igual a la excentricidad.

Así tenemos:

$$P_T = 235.0 + 34.4 + 2 \times (93.6 + 18.4) + 28.35 \times 1.50 \times 2.00 = 578.5 \text{ ton}$$

$$M_{XT} = 406.6 + 2 \times 32.3 = 471.2 \text{ ton.m}$$

$$e = M/P = 471.2 / 578.5 = 0.815 \text{ m}$$

$$A' = 2 \times 8.56 = 17.12 \text{ m}^2$$

$$\sigma = \frac{P_T}{A'} = \frac{578.5}{17.12} = 33.8 \text{ ton/m}^2 < 36 \quad \text{ok}$$

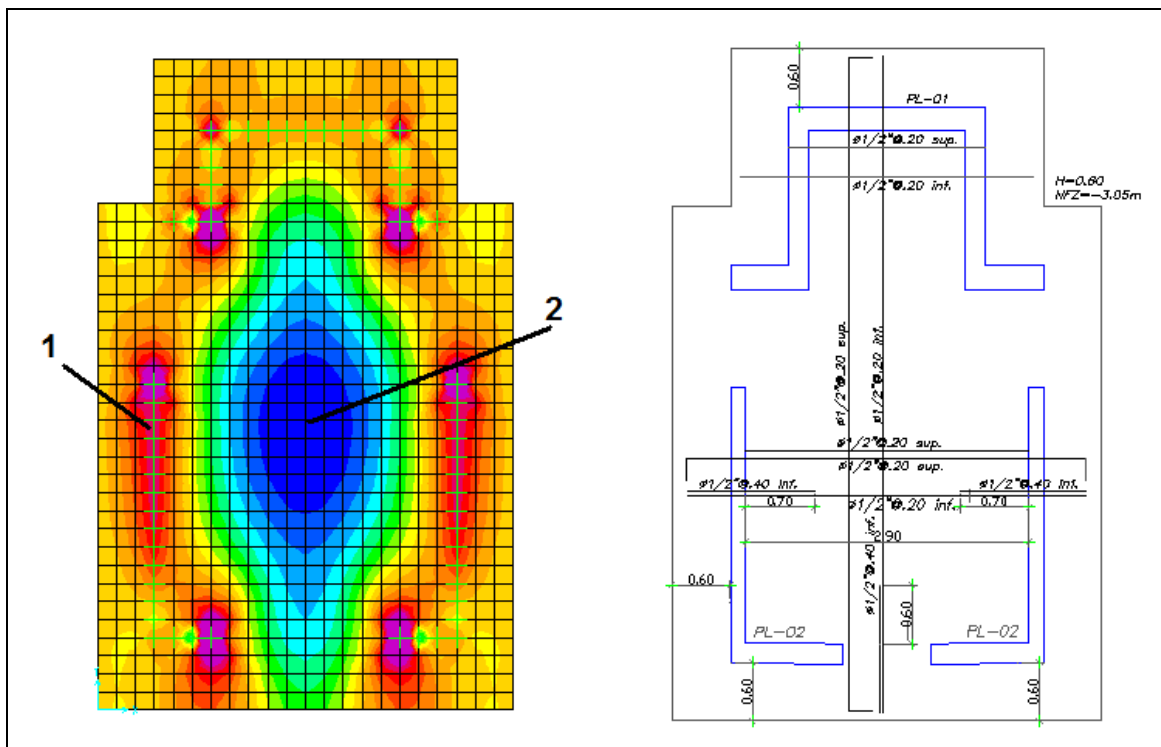
El esfuerzo admisible se amplifica por el factor 3/2.5 al considerar cargas sísmicas

Para calcular esfuerzo último amplificamos el esfuerzo por 1.25

$$\sigma_U = 33.8 \times 1.25 = 42.3 \text{ ton/m}^2$$

El diseño en concreto armado es similar al de una zapata aislada. A continuación en la figura 8.3 se muestra el diagrama de momentos en la dirección XX, así como el acero colocado en la zapata combinada.

$M_{U1} = 15.0 \text{ ton.m}$	$As = 8.1 \text{ cm}^2$	As colocado: $\Phi 1/2" @ .20 + \square 1/2" @ .40 \text{ m}$
$M_{U2} = 23.1 \text{ ton.m}$	$As = 12.6 \text{ cm}^2$	As colocado: $\Phi 1/2" @ .20 + \square 1/2" @ .20 \text{ m}$



**Figura 8.3 Diagrama de Momentos en la Dirección XX a la izquierda y Acero colocado en la zapata a la derecha.**

### 8.3. DISEÑO DE ZAPATA CONECTADA

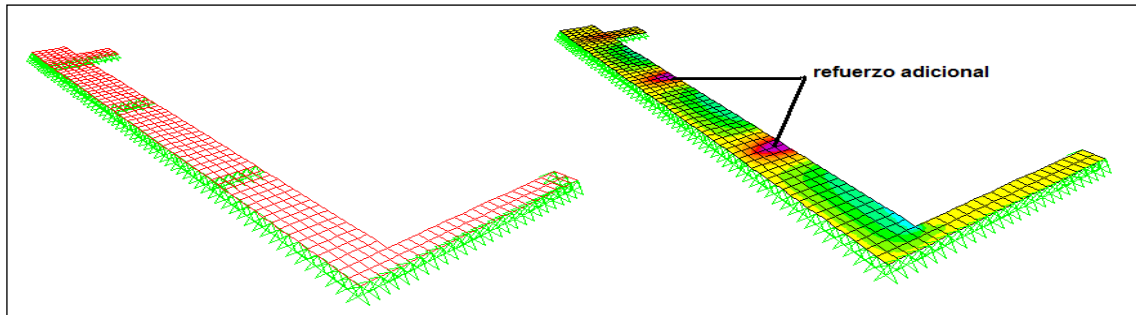
La cimentación de los muros perimetrales al ser excéntrica genera presiones mayores a las admisibles por el terreno, por lo que se les conecta por medio de vigas de cimentación a las zapatas de columnas interiores. Estas vigas de cimentación serán las que absorberán los momentos generados por la excentricidad de carga, por lo que deben ser lo suficientemente rígidas.

El procedimiento para dimensionar la zapata del muro es considerar una distribución de esfuerzos uniforme, por lo que bastará con dividir la carga total entre capacidad del terreno para obtener el ancho de la cimentación corrida, a modo de ejemplo, el ancho requerido para la cimentación entre los ejes 4 y 7 fue de 1.05 m.

Con el esfuerzo actuante en la zapata se procedió al diseño como en los casos anteriores, para esto se modela la cimentación empleando elementos finitos en dos direcciones, como si se tratara de una losa, considerando como apoyo las placas y las vigas de cimentación que posea la zapata conectada.



En la figura 8.4 observamos el modelo que se empleó para el diseño de la zapata conectada y a la derecha el diagrama de momentos en la dirección YY.

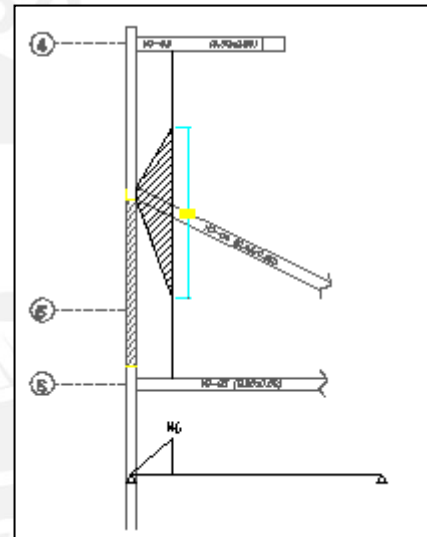


**Figura 8.4 Modelo empleado para el diseño de la zapata conectada a la izquierda y Diagrama de Momentos en la Dirección YY a la derecha.**

Como ejemplo del diseño de la viga cimentación se muestra en la figura 8.5 el área tributaria de la viga de cimentación VC-04, la distribución de carga es triangular, partiendo de 0 hasta un máximo ancho de 3.74m.

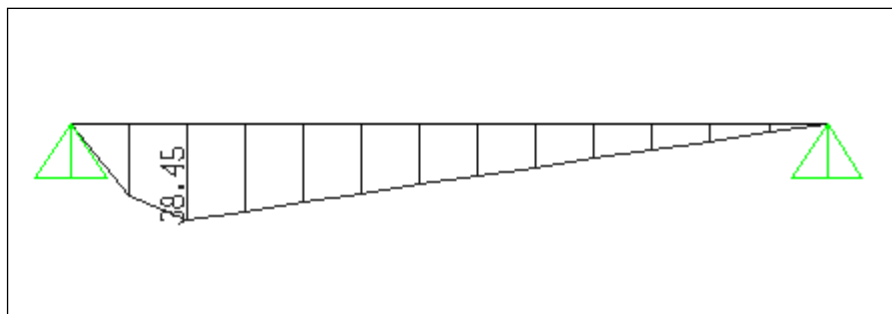
Para calcular la carga triangular distribuida:

$$w_U = 3.74 \times 30 \times 1.5 = 168.3 \text{ ton /m}$$



**Figura 8. Área tributaria VC-04**

Con las cargas distribuidas obtenemos el siguiente diagrama de momentos flectores que apreciamos en la figura 8.6, y con este momento diseñamos como si se tratara de las vigas diseñadas en el capítulo 6.



**Figura 8.6 Diagrama de Momento Flector de la Viga VC-04 (ton.m)**

## 8.4. DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras son elementos estructurales que se diseñan considerando cargas de gravedad. A manera de ejemplo se diseñará el tramo 1 de la escalera típica

Para uniformizar las cargas correspondiente al tramo inclinado de la escalera, se calculan por metro cuadrado y actuando en el plano perpendicular a la horizontal. La equivalencia a usar para convertir las cargas de los escalones y de la losa a cargas tal como la descrita será:

$$\omega_{PP} = \gamma_{CONCRETO} \times \left[ \frac{cp}{2} + t \times \sqrt{1 + \left( \frac{cp}{p} \right)^2} \right] = 653 \text{ kg/m}^2$$

Donde:

cp:	contrapaso	= 0.177 m
p:	paso	= 0.25 m
t:	espesor de la garganta	= 0.15 m

### Metrado:

Tramo inclinado:

Peso propio:	653 kg/m <sup>2</sup>
Piso terminado:	<u>100 kg/m<sup>2</sup></u>
Carga muerta:	753 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga:	200 kg/m <sup>2</sup>

Losa maciza:

Peso propio:	360 kg/m <sup>2</sup>
Piso terminado:	<u>100 kg/m<sup>2</sup></u>
Carga muerta:	460 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga:	200 kg/m <sup>2</sup>

Con estas cargas se obtiene el diagrama de momentos últimos que se muestra en la figura 8.7.

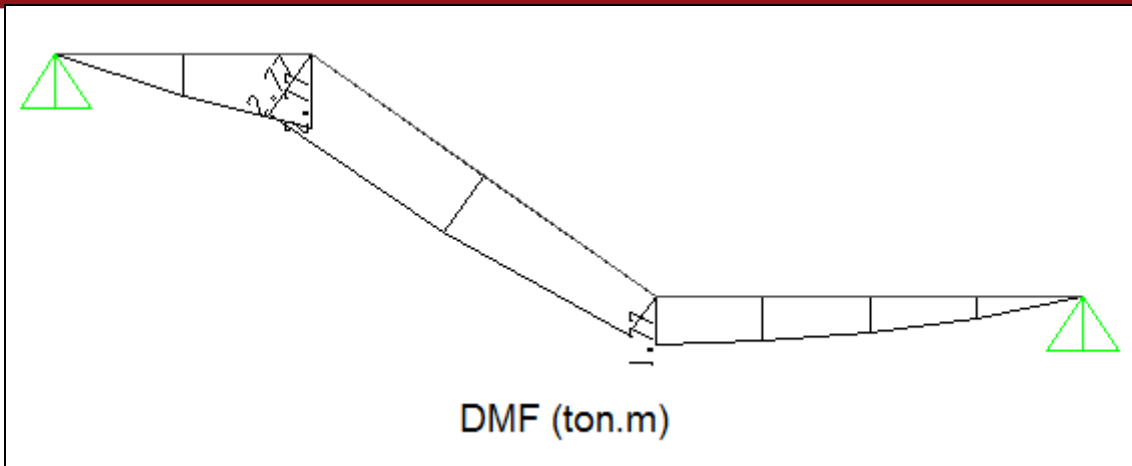


Figura 8.7 Diagrama de Momentos Flector último del tramo 1 de la escalera E-01.

Con estos momentos se diseña por flexión como si se tratara de una losa maciza, considerando que el peralte de la losa es el espesor de la garganta.

$M_u = 2.77 \text{ ton.m}$        $A_s = 6.23 \text{ cm}^2$        $A_s \text{ colocado} = \varnothing 1/2" @ .20 \text{ m}$

En la figura 8.8 se muestra el acero colocado por flexión en el tramo 1 de la escalera E-01.

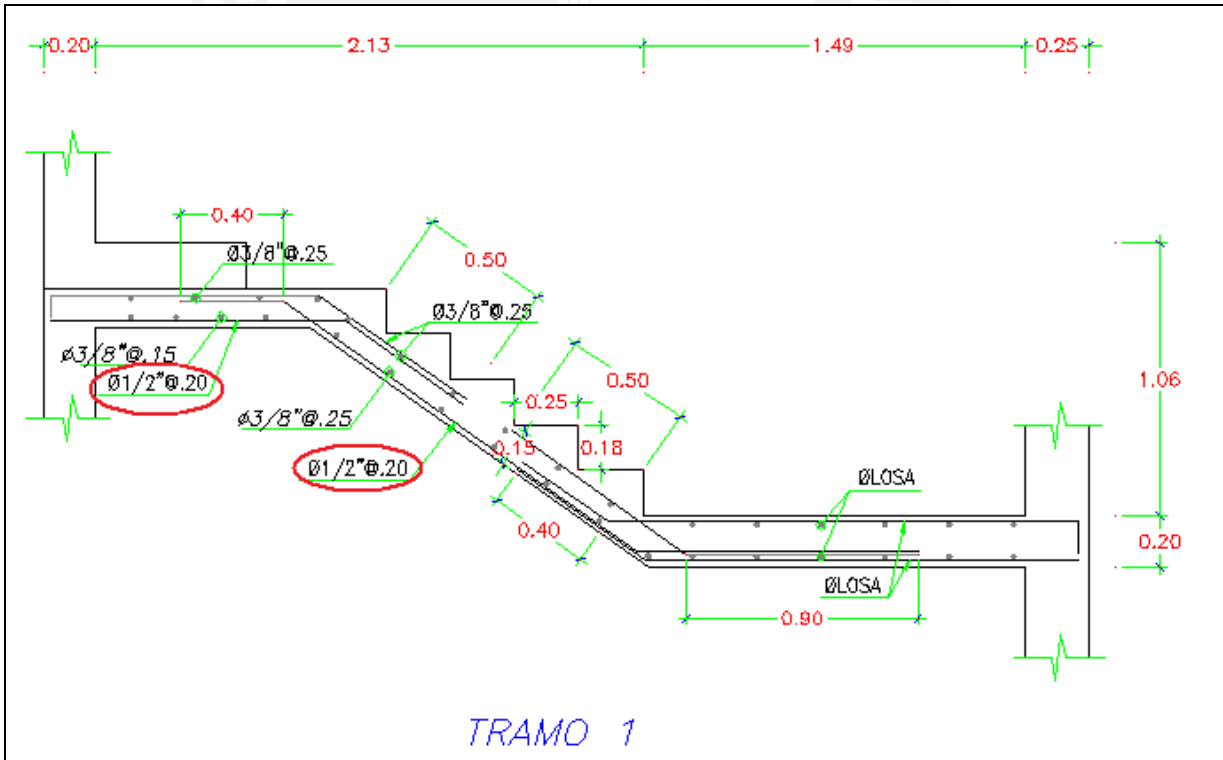


Figura 8.8 Disposición del acero colocado en el tramo 1 de la escalera E-01.

## CAPÍTULO 9: RESPUESTA DINÁMICA DEL EDIFICIO A ACELEROGRAMAS PERUANOS RECIENTES

Este capítulo tiene como objetivo estudiar el comportamiento elástico del edificio ante sismos frecuentes, representados por dos acelerogramas escalados a una aceleración pico de 0.2g correspondiente a un periodo de retorno de 75 años. El procedimiento para escalar estas señales es multiplicar a todo el acelerograma por un factor para conseguir que la aceleración máxima de la señal sea 0.2g.

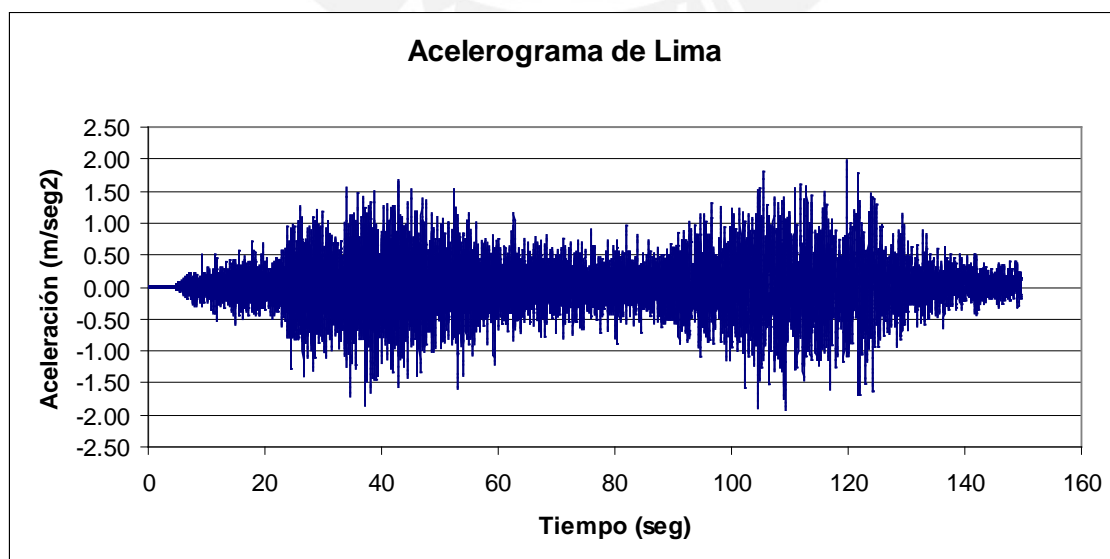
### 9.1 SEÑALES EMPLEADAS.

Se emplearon dos señales del sismo del 15 de agosto del 2007, la primera registrada en la ciudad de Pisco y la segunda en la ciudad de Lima. Las características de estos acelerogramas se resumen en la siguiente tabla.

**Tabla 9.1. Características generales de los acelerogramas utilizados**

Sismo	Dirección	Duración (seg)	Aceleración Máxima	Frecuencia Fundamental (Hz)
<b>Pisco (15/08/09)</b>	Norte-Sur	218	0.37g	0.34
<b>Lima (15/08/09)</b>	Norte-Sur	327	0.044g	7.13

Las figuras 9.1, 9.2, 9.3 y 9.4 muestran los acelerogramas y las transformadas de Fourier correspondientes a ambas señales.



**Figura 9.1. Acelerograma de Lima**

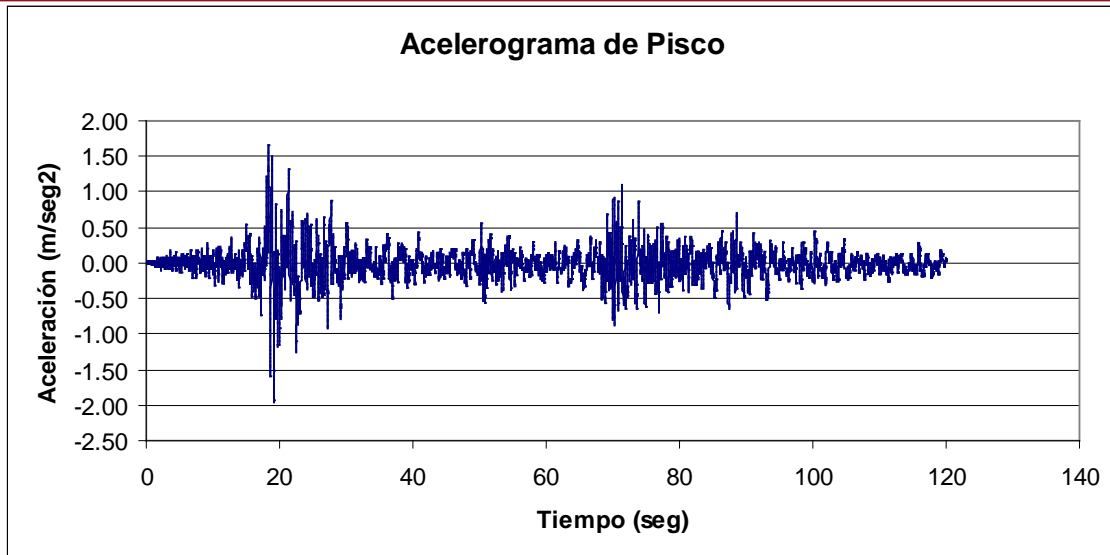
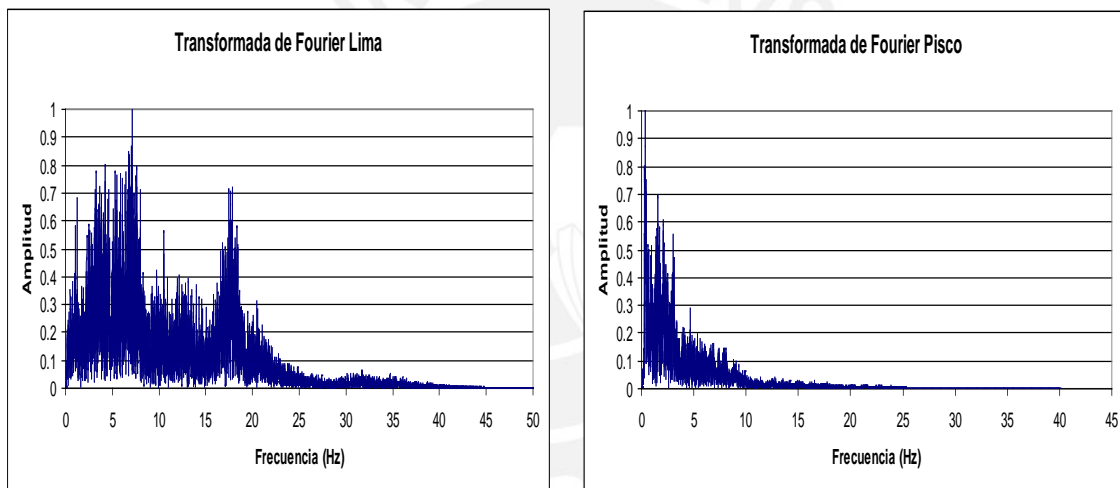


Figura 9.2. Acelerograma de Pisco

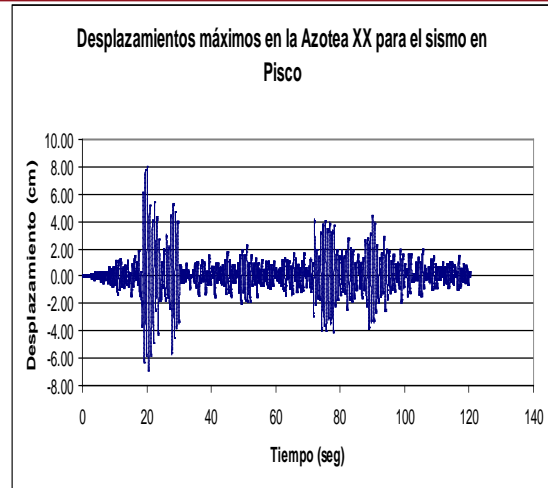
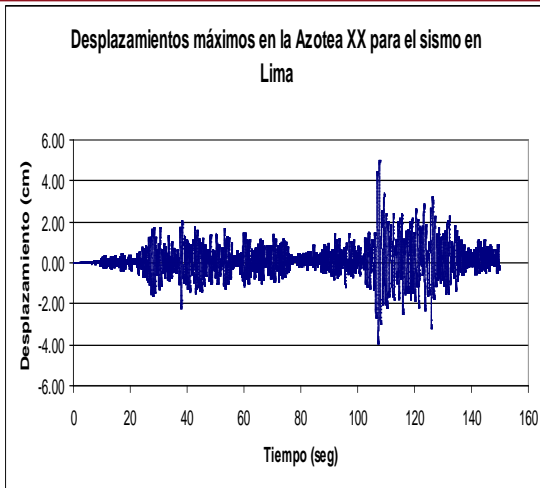


Figuras 9.3 y 9.4. Transformadas de Fourier

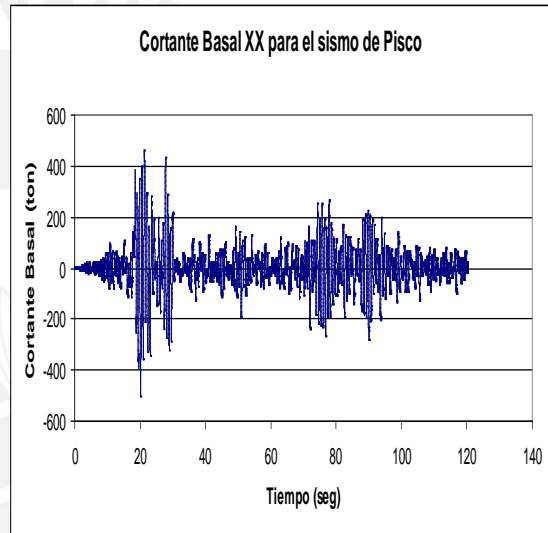
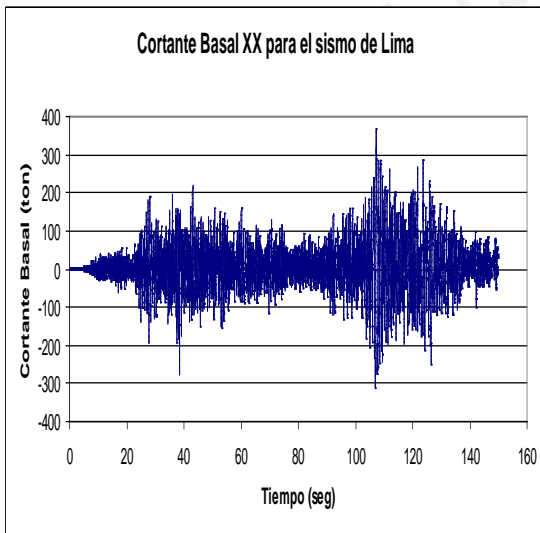
De las figuras 9.3 y 9.4 se puede deducir que para la señal de Lima se presentan picos para frecuencias más altas y periodos de vibración más bajos mientras que en la señal de Pisco predominan los armónicos con frecuencias bajas y periodos de vibración altos.

## 9.2. RESPUESTA DEL EDIFICIO A LAS SEÑALES UTILIZADAS

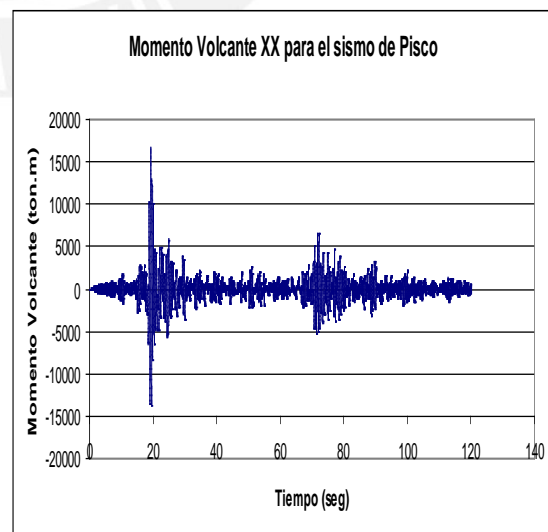
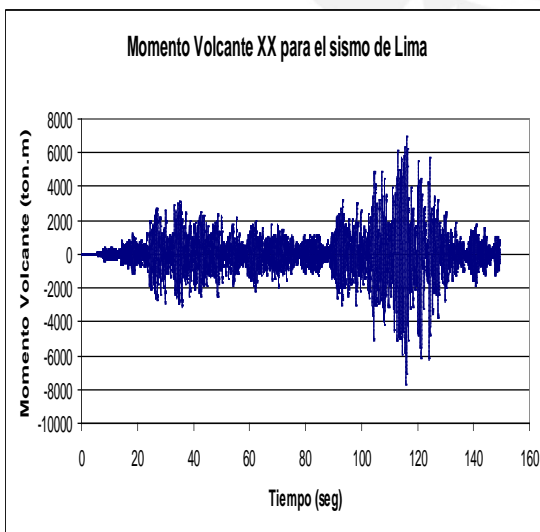
En las figuras 9.5a, 9.5b, 9.6a, 9.6b, 9.7a, y 9.7b, se presentan las historias de los desplazamientos máximos en la azotea, las cortantes basales y momentos volcantes del edificio para la dirección XX.



**Figuras 9.5a y 9.5b Desplazamientos máximos en la azotea.**



**Figuras 9.6a y 9.6b Cortantes Basales.**



**Figuras 9.7a y 9.7b Momentos Volcantes.**

### 9.3. VERIFICACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ANÁLISIS ELÁSTICO TIEMPO-HISTORIA

Para verificar los resultados se hizo un cálculo simple de la cortante basal del edificio haciendo una superposición espectral cuadrática. El cálculo en ambas direcciones se hizo utilizando los periodos predominantes cuyas masas efectivas sumen el 90% de la masa total. La cortante basal se obtiene multiplicando la pseudo aceleración por la masa efectiva. En la siguiente tabla se muestra el cálculo correspondiente.

En la figura 9.8 se muestran los espectros de pseudo-aceleración de ambas señales, junto al espectro empleado para el de diseño del edificio.

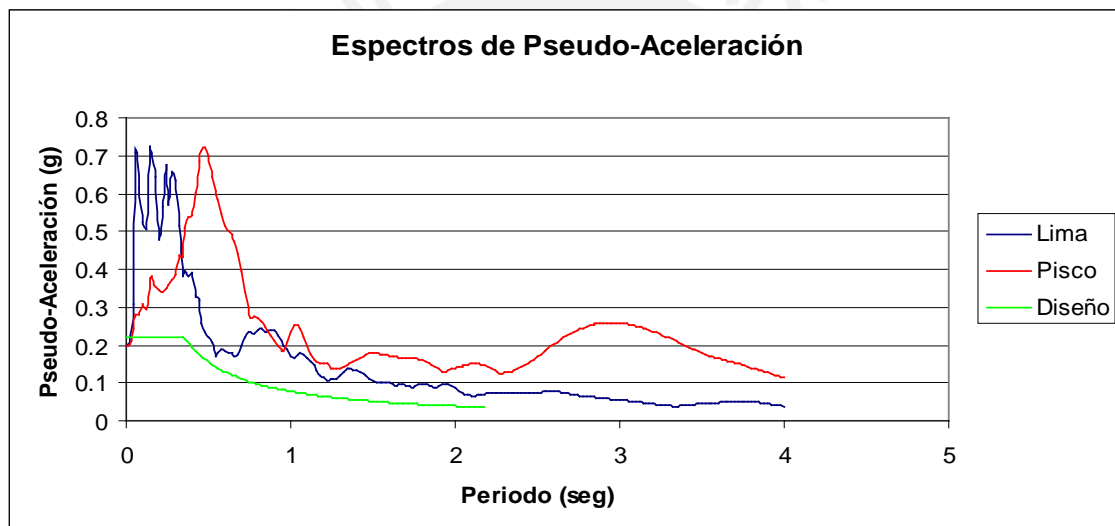


Figura 9.8. Espectros de Pseudo-Aceleración

A partir del gráfico anterior, se puede deducir que para periodos mayores a 0.34seg, la señal de Pisco presenta mayores aceleraciones que la señal de Lima y estas dos señales a su vez, tienen mayores aceleraciones que las del espectro de diseño utilizado.

En la tabla 9.2 se muestra el cálculo realizado de la superposición espectral.

**Tabla 9.2. Cálculo de la cortante basal por superposición espectral**

Sismo	Dirección	Periodo (seg)	Superposición Espectral				Cortante Basal Tiempo Historia (ton)	%
			Pseudo Aceleración Sa (g)	Masa Efectiva (ton.seg <sup>2</sup> /m)	Cortante (ton)	Cortante Basal (ton)		
Pisco (15/08/09)	XX	0.72	0.34	138.64	462.44	476.64	506.00	94.20
		0.17	0.37	22.50	81.67			
		0.08	0.28	15.88	43.63			
		0.21	0.34	14.78	49.29			
		0.32	0.44	10.31	44.51			
		0.05	0.26	7.32	18.68			
Lima (15/08/09)	XX	0.72	0.22	138.64	297.86	360.12	358.60	100.42
		0.17	0.67	22.50	148.33			
		0.08	0.62	15.88	95.99			
		0.21	0.52	14.78	75.39			
		0.32	0.52	10.31	52.20			
		0.05	0.51	7.32	36.64			
Pisco (15/08/09)	YY	0.43	0.65	143.10	906.86	913.65	1109.22	82.37
		0.09	0.29	35.86	103.43			
		0.03	0.22	12.56	27.11			
		0.02	0.20	9.67	18.96			
		0.05	0.26	9.37	23.91			
		0.43	0.32	143.10	454.83			
Lima (15/08/09)	YY	0.09	0.57	35.86	200.52	500.69	504.95	99.16
		0.03	0.26	12.56	31.92			
		0.02	0.21	9.67	19.72			
		0.05	0.51	9.37	46.90			

Según los resultados obtenidos con el análisis de superposición espectral y los del análisis tiempo-historia, se puede deducir que el programa de computación está haciendo un análisis adecuado, dado que ambos resultados son muy parecidos entre sí.

#### 9.4 ESTUDIO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

En la tabla 9.3 se muestran los valores máximos obtenidos en el edificio para el desplazamiento máximo en la azotea, la cortante basal y el momento volcante para las señales de Pisco y Lima y para el espectro de diseño utilizado.



Tabla 9.3. Valores máximos de la respuesta del edificio

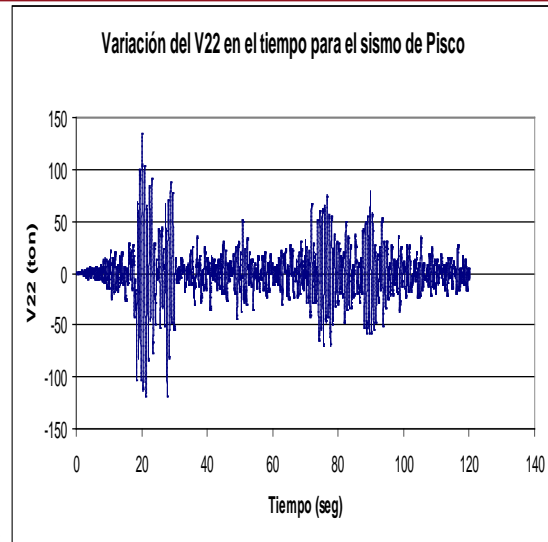
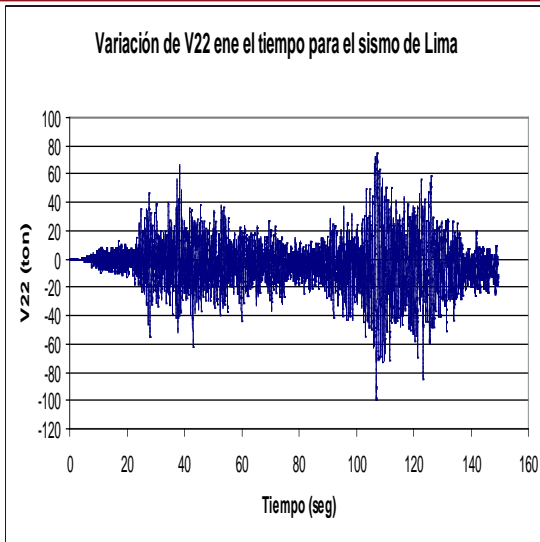
Sismo	Dirección	Desplazamiento máximo en la Azotea (cm)	Cortante Basal (ton) con filtro	Momento Volcante (ton.m)
Pisco (15/08/09)	XX	7.95	506.00	13827.99
Lima (15/08/09)	XX	4.84	358.60	7755.45
Espectro Diseño	XX	2.22	175.68	2324.90
Pisco (15/08/09)	YY	4.24	1109.22	7621.22
Lima (15/08/09)	YY	1.98	504.95	4937.16
Espectro Diseño	YY	1.10	269.81	3604.80

Se puede observar que para la señal de Pisco se obtienen valores de desplazamiento en la azotea, cortante basal y momento volcante mayores que para la señal de Lima, para las dos direcciones en análisis, y en algunos casos, como la cortante basal en YY o el desplazamiento en la azotea en YY, los valores obtenidos para la señal de Pisco son más del 100% de los valores obtenidos para la señal de Lima.

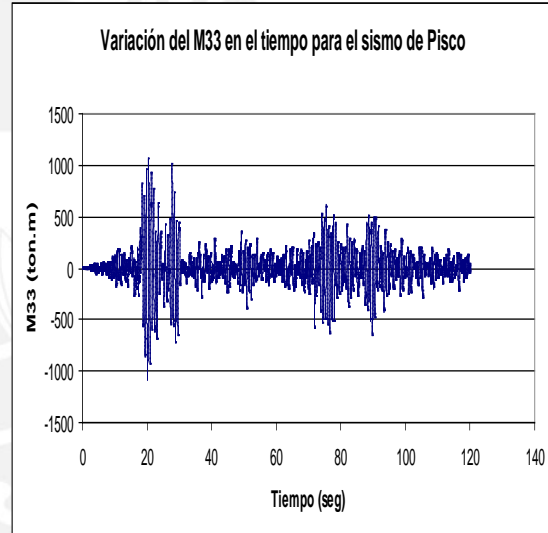
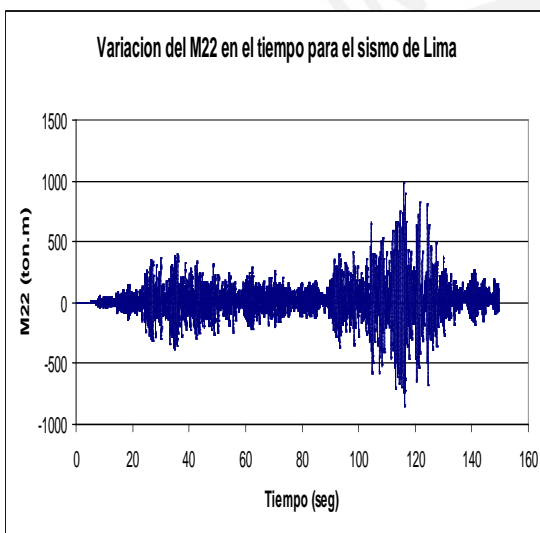
A su vez se puede apreciar que dichos valores obtenidos para las dos señales son mayores que los obtenidos con el espectro de diseño de la norma. En la mayoría de los casos los valores obtenidos con el espectro no representan ni el 50% de los valores obtenidos con las señales de Pisco o Lima (el momento volcante en XX del espectro es tan solo el 17% del obtenido con la señal de Pisco).

#### Fuerzas internas máximas:

Para ambas direcciones el elemento más esforzado del edificio es la placa PL-05. Las figuras 9.9a y 9.9b muestran las historias de fuerzas cortantes en XX; y las figuras 9.10a y 9.10b muestran las historias de los momentos flectores en XX de esta placa para la señal de Lima y Pisco. Además la tabla 9.4 presenta los resultados para ambas señales.



**Figuras 9.9a y 9.9b Fuerza cortante 22**



**Figuras 9.10a y 9.10b Momento flector 33**

**Tabla 9.4. Valores máximos obtenidos de las fuerzas internas de la placa PL-05**

Solicitación	Dirección	P (ton)	V (ton)	M (ton.m)
Pisco (15/08/09)	XX	57.79	134.97	1075.53
Lima (15/08/09)	XX	33.77	94.98	793.12
Pisco (15/08/09)	YY	110.60	175.47	2021.19
Lima (15/08/09)	YY	52.27	82.41	953.13

Como se aprecia en la tabla anterior, en este caso también se obtuvieron valores de fuerza cortante y momento flector mayores para el sismo de Pisco que para el sismo de Lima.

Por último se hicieron las siguientes combinaciones de carga.

**Tabla 9.5. Combinaciones de carga para la placa PL-05**

Sismo	Dirección	Combinación	P (ton)	V (ton)	M (ton.m)
Pisco (15/08/09)	XX	CM+0.25CV +CS	200.11	138.74	1089.57
		CM+0.25CV - CS	84.53	-131.20	-1061.49
Lima (15/08/09)	XX	CM+0.25CV +CS	176.09	98.75	807.16
		CM+0.25CV - CS	108.55	-91.21	-779.08
Pisco (15/08/09)	YY	CM+0.25CV +CS	252.92	177.75	2088.47
		CM+0.25CV - CS	31.72	-173.19	-1953.91
Lima (15/08/09)	YY	CM+0.25CV +CS	194.59	177.75	2088.47
		CM+0.25CV - CS	90.05	-80.13	-885.85

En lo que se refiere a la cortante se procedió a calcular el espaciamiento del refuerzo longitudinal en cada dirección y se compara con el espaciamiento usado en el diseño

**Dirección XX:**

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b.d = 61.75\text{ton}$$

$$V_{u(LIMA)} = 91.21\text{ton} > V_c \quad V_{s(LIMA)} = V_u - V_c = 29.46\text{ton}$$

$$s_{(LIMA)} = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 402}{29460} = 81\text{cm}$$

$$V_{u(PISCO)} = 138.74\text{ton} > V_c \quad V_{s(PISCO)} = V_u - V_c = 77\text{ton}$$

$$s_{(PISCO)} = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 402}{77000} = 31\text{cm}$$

**Dirección YY:**

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b.d = 60.62\text{ton}$$

$$V_{u(LIMA)} = 80.13\text{ton} > V_c \quad V_{s(LIMA)} = V_u - V_c = 19.51\text{ton}$$

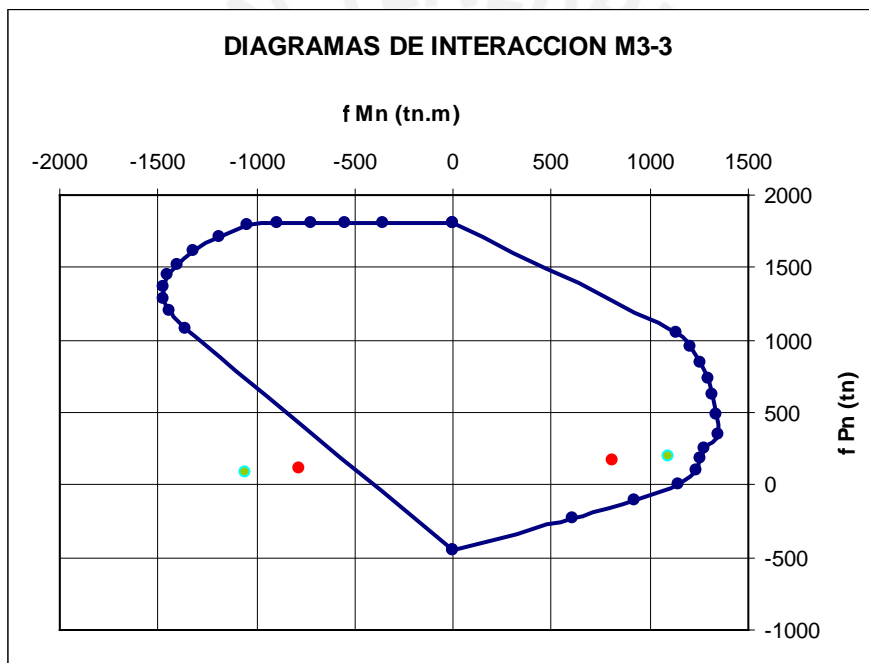
$$s_{(LIMA)} = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 371}{19510} = 113\text{cm}$$

$$V_{u(PISCO)} = 177.75 \text{ ton} > V_c \quad V_s (PISCO) = V_u - V_c = 117.13 \text{ ton}$$

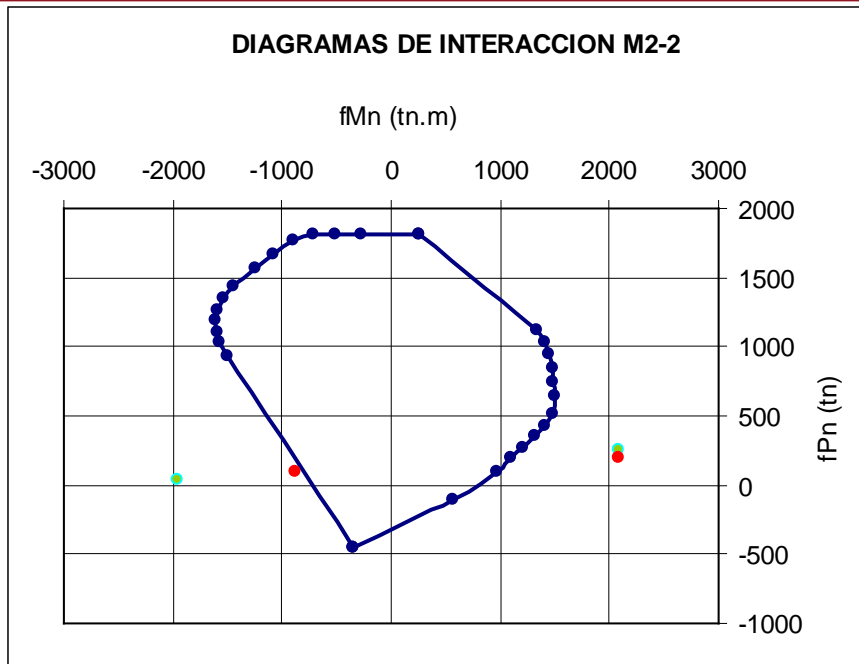
$$S_{(PISCO)} = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 371}{117130} = 19 \text{ cm}$$

En el diseño de la placa se usó  $\Phi 3/8" @ .25$  para la dirección XX y  $\Phi 3/8" @ .20$  para la dirección YY, y según los resultados obtenidos, los refuerzos longitudinales colocados en la placa serían adecuados para ambas señales.

Por último, en las figuras 9.11 y 9.12 se muestran los diagramas de interacción sin afectarlos por el factor de reducción con los pares obtenidos de las combinaciones realizadas.



**Figuras 9.11 Análisis de la Placa PL-05 en la dirección XX**



**Figuras 9.12 Análisis de la Placa PL-05 en la dirección XX**

Como se puede apreciar en estos diagramas, para una aceleración pico de 0.2g (sismo frecuente), la distribución de acero colocado en la placa no garantiza un comportamiento elástico para ninguna de las dos señales.

## CAPITULO 10. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

### Predimensionamiento del sistema estructural

- Usar como criterio de predimensionamiento del peralte de las vigas valores que van entre  $L/10$  y  $L/12$  permitió que se obtengan vigas no muy congestionadas.
- El criterio para predimensionar las columnas considerando solo la carga axial, asumiendo  $1 \text{ ton/m}^2$  de área tributaria, nos condujo a secciones de columnas bastante razonables, donde la cuantía de acero fue menor al 3%
- Para predimensionar los muros se consideró que los esfuerzos de corte producidos por el 80% de la fuerza cortante sísmica de diseño, serían resistidos únicamente por el concreto de los mismos; el área disponible para los muros en ambas direcciones fue mayor a la requerida, lo que permitió un adecuado control de las derivas en el edificio.
- Los dos primeros criterios de predimensionamiento que utilizamos para estimar el peralte de las vigas y las secciones de las columnas son muy utilizados y se puede comprobar que dan muy buenos resultados, pero el criterio para predimensionar las placas es muy cuestionado pero obtuvimos buenos resultados en el armado de los muros y derivas obtenidas.

### Análisis

- Hacer uso de programas de computación para hacer el análisis de los diferentes elementos estructurales del edificio, ya sea individualmente como en conjunto, resulta ser muy práctico y rápido dado el poco tiempo que le puede tomar a uno realizar un modelo estructural (el tiempo empleado en hacer el modelo del edificio fue de aproximadamente cinco horas).
- Al construir un edificio las columnas que reciben más carga se acortan más y son niveladas en cada operación de vaciado de los techos manteniendo un nivel horizontal. Un problema que se tuvo al analizar el edificio fue que el programa que se usó no pudo simular adecuadamente este proceso, ocasionando que las fuerzas internas de las vigas varíen significativamente y se tengan momentos positivos en los apoyos y a su vez las columnas que se acortan más reciban menos carga axial de las que les corresponde.
- Para solucionar el problema que se tuvo con la simulación del proceso constructivo se procedió a asignarles un factor de área a las columnas para hacerlas más rígidas axialmente y evitar que se acorten demasiado, hasta poder obtener finalmente resultados más razonables en las fuerzas internas de las vigas. Después de realizar este análisis observamos que el uso de estos factores de área permiten corregir adecuadamente la simulación del proceso constructivo permitiendo que se obtengan buenos resultados en las columnas y vigas al analizarlas por cargas de gravedad.

- Al comenzar el análisis sísmico del edificio se asumieron primero unos factores de reducción en cada dirección y luego se corroboraron dichos valores al calcular el porcentaje de fuerza cortante que tomaban las columnas y las placas en cada dirección. Finalmente los factores de reducción empleados fueron de 4.5 (sistema de muros estructurales e irregular) para ambas direcciones, dado que las placas se llevaban más del 80% de la cortante basal.
- La estructura fue apropiada para tener derivas menores a las permisibles. Dichas derivas fueron de 6.13‰ para la dirección paralela a la fachada y 3.05‰ para la dirección perpendicular a la fachada, siendo estos valores menores al límite permisible de 7‰.
- Los resultados que se obtuvieron del análisis espectral tuvieron que se escalados para llegar el 90% (edificio irregular) de las fuerzas cortantes basales del análisis estático. Dichos factores fueron de 1.20 para la dirección más flexible y 1.21 para la otra dirección.

## Diseño

- La arquitectura y la distribución de los baños llevaron al uso de un 33% de losa maciza y un 67% de aligerado en los pisos típicos.
- La distribución de los estribos en las vigas fue regido por el criterio de confinamiento, inclusive en las vigas sísmicas, en donde se hizo un diseño por capacidad. La excepción fue la viga VT-09, ya que servía de apoyo a la viga VT-03, por lo que la fuerza cortante última fue mayor que la resistencia dada por los estribos fuera de la zona de confinamiento.
- Las exigencias que pide la norma de columna fuerte-viga débil ( $M_c > 1.4M_v$ ) solo se cumplió en la dirección paralela a la fachada debido a que en esa dirección las columnas presentan un peralte de 50cm u 80cm. En la otra dirección no era importante cumplir con esta exigencia y tenía un poco probabilidad de falla debido a que la deformación lateral del edificio era controlada principalmente por los muros estructurales.
- Para el diseño de las placas, la cortante se escaló solo por el cociente  $M_n/M_u$  y no se tomo en cuenta otro valor a sugerencia de nuestro asesor dado que ya no se usa en la nueva norma, y dichas cortantes eran cubiertas por las cuantías mínimas.
- En las zapatas de las placas perimétricas se requirió el uso de vigas de cimentación, porque se presentaban esfuerzos muy elevados que excedían los permisibles.

### Respuesta sísmica del edificio ante sismos leves.

- Los acelerogramas utilizados fueron los del sismo del 15 de agosto del 2007 registrados en la ciudad de Pisco y Lima, en donde se tuvieron valores de aceleraciones pico de 0.37g y 0.04g y frecuencias fundamentales de 0.32 y 7.1 respectivamente.
- Se calcularon los espectros de aceleración para ambas señales escalados a 0.2g para sismos frecuentes con un periodo de retorno de 75 años. Y a partir de dichos espectros se puede deducir que la señal de Pisco amplifica más las aceleraciones que la señal de Lima para periodos mayores a 0.34seg, y estas dos señales a su vez tienen mayores aceleraciones que el espectro de diseño utilizado.
- Lo que se pudo observar es que a pesar que los acelerogramas tenían la misma aceleración pico, la respuesta del edificio fue distinta, esto se debió al diferente contenido de frecuencias de las señales. Por esto, además de tomar en cuenta la aceleración pico se debe considerar el contenido de frecuencias como una de las variables.
- La cortante basal de diseño utilizada representa solo el 35% de la cortante que demandaría la señal de Pisco y el 49% de la señal de Lima para la dirección más crítica y esto quedó representado al analizar la placa más esforzada en donde la distribución de acero colocada no garantiza un adecuado comportamiento para ninguna de las dos señales. Estas diferencias entre los cocientes capacidad /demanda para los elementos y la estructura se debe a la natural sobrerresistencia que adquieren los elementos durante el proceso de diseño.
- Los resultados del análisis tiempo historia realizado mostraron que la resistencia instalada en el edificio es inferior a la demandada para sismos frecuentes. Por consiguiente, hacer el diseño del edificio siguiendo la norma peruana no garantizaría su buen desempeño ante un sismo frecuente y entraría a un comportamiento inelástico, presentándose algunas fisuras en los elementos estructurales y no estructurales, las cuales deberían ser controladas. Consideramos importante que se hagan más estudios como este a fin de tener mejores comportamientos de los edificios como este u otro tipo de edificaciones ante sismos frecuentes.



## CAPITULO 11. BIBLIOGRAFÍA

**AMERICAN CONCRETE INSTITUTE**, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05), ACI, Farmington Hills 2005.

**BLANCO BLASCO, ANTONIO**, Estructuración y diseño de edificios de concreto armado, Libro 2 de la Colección del Ingeniero Civil, Lima, 1996-1997, 2da Edición.

**HARMSÉN GÓMEZ DE LA TORRE, TEODORO**, Diseño de estructuras de concreto armado, Lima 2003, 3ra Edición.

**MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO**, Reglamento Nacional de Edificaciones, Lima 2006.

**OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO**, Apuntes del Curso: Concreto Armado 1, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima 2007.

**CARRILLO DE LA CRUZ, RAINER & BARRIGA FALCÓN, YAN**, Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil: Diseño Estructural de un Centro Comercial en la Ciudad de Ayacucho, PUCP, Lima 2004.

**FIRTH INDUSTRIES PERÚ S.A.**, Manual de Diseño, Proceso Constructivo y de Detalles