

# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

## FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA  
**UNIVERSIDAD  
CATÓLICA**  
DEL PERÚ

### **Diseño de un edificio de oficinas de concreto armado de siete niveles y dos sótanos**

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

**Ricardo Javier Acedo Chuquipiondo**

**ASESOR: Ing. Alejandro Muñoz Peláez**

Lima, Mayo del 2013

## RESUMEN

El proyecto desarrollado como tema de tesis, comprende el análisis y diseño estructural de un edificio destinado a oficinas de 7 pisos y 2 sótanos ubicado en el distrito de Miraflores el cual se encuentra sobre un terreno de perfil tipo S1 (clasificación que da la Norma E030 a los perfiles de roca o suelos muy rígidos).

El área por cada nivel es de aproximadamente 600m<sup>2</sup> para los estacionamientos y de 432m<sup>2</sup> haciendo un total de 3807m<sup>2</sup> de área construida.

La estructura del edificio consiste en elementos de concreto armado. Es una estructura mixta en ambas direcciones, es decir, una combinación de pórticos con muros de corte o placas siendo éstos conectados entre sí por medio de vigas peraltadas.

El sistema de techos está conformado por losas macizas en dos direcciones para los sótanos dado que estos son los ambientes destinados para estacionamientos mientras que en el resto de niveles se utilizaron losas aligeradas orientadas en una dirección con un peralte de 25cm además de una losa maciza de 17 cm en la zona del hall de la escalera principal y del ascensor.

Para el análisis sísmico se elaboró un modelo tridimensional considerando todos los elementos estructurales representando las vigas y columnas con elementos tipo Barra, las placas con elementos tipo Shell y finalmente los aligerados y losas macizas con elementos tipo Membrana. Se consideraron tres grados de libertad en cada nivel de la edificación siendo dos de traslación y uno de rotación. Las solicitaciones de carga se obtuvieron de acuerdo a la Norma de Cargas E020 y se verificó que los desplazamientos relativos de entrepisos fueran menores a los establecidos por la norma de Diseño Sismo resistente E030.

En el diseño de las vigas, columnas, placas y zapatas que constituyen la estructura del edificio se emplearon las fuerzas obtenidas por las cargas muertas y vivas provenientes de un análisis por cargas de gravedad además de las fuerzas obtenidas mediante el análisis sísmico. La respuesta final quedó definida por medio de la combinación de la respuesta de todos los modos de vibración de la estructura.

Para facilitar el diseño de la cimentación se asumió una capacidad portante de suelo de 3Kg/cm<sup>2</sup> teniendo en consideración una profundidad mínima de cimentación de 1.50m por debajo del nivel de piso terminado.





## ÍNDICE

### CAPITULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 Objetivos del Proyecto .....	1
1.2 Arquitectura .....	1
1.3 Cargas de Diseño .....	3
1.4 Normas Empleadas .....	4

### CAPITULO 2 ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 Estructuración del Edificio .....	5
2.2 Pre dimensionamiento del Edificio .....	7

### CAPITULO 3 ANALISIS ESTRUCTURAL BAJO CARGAS DE GRAVEDAD

3.1 Análisis de Losas macizas .....	10
3.2 Análisis de Losas Aligeradas .....	13
3.3 Análisis de vigas, columnas y placas .....	15
3.3.1 Modelo Estructural del Edificio .....	15
3.3.2 Vigas Peraltadas .....	17
3.3.3 Vigas Chatas .....	18
3.3.4 Columnas .....	20
3.3.5 Placas .....	24

### CAPITULO 04 ANALISIS SISMICO

4.1 Condiciones Generales para el análisis .....	28
4.2 Peso del Edificio .....	29
4.3 Configuración Estructural del edificio .....	30
4.3.1 Irregularidades Estructurales en altura .....	30
4.3.2 Irregularidades Estructurales en planta .....	31
4.4 Excentricidad Accidental .....	32
4.5 Análisis Estático .....	32
4.6 Análisis Dinámico .....	33

4.7 Resultados del análisis Sísmico .....	33
4.7.1 Modos y Periodos Resultantes .....	33
4.7.2 Control de Desplazamientos Laterales .....	34
4.7.3 Control de Giros en planta .....	35
4.7.4 Junta de Separación Sísmica .....	35
4.7.5 Fuerzas Horizontales .....	36

**CAPITULO 05**

**DISEÑO DE CONCRETO ARMADO**

5.1 Metodología del diseño .....	40
5.2 Diseño de losas maciza .....	44
5.3 Diseño de losa Aligeradas .....	47
5.4 Vigas .....	53
5.5 Columnas .....	60
5.6 Placas .....	65
5.7 Cimentación .....	70
5.8 Cisterna .....	82
5.9 Escalera .....	86

<b>CONCLUSIONES</b> .....	87
---------------------------	----

<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	89
---------------------------	----



## CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN

### 1.1 Objetivos del Proyecto

El presente trabajo tiene por objeto el análisis y diseño estructural de un edificio de siete pisos y dos sótanos destinado a oficinas ubicado en el distrito de Miraflores sobre un terreno de 600 m<sup>2</sup> de área. El suelo está constituido de la grava típica en esta parte de la ciudad con una capacidad portante del terreno de 3kg/cm<sup>2</sup>.

### 1.2 Arquitectura

La edificación cuenta con dos sótanos, un primer piso, seis pisos típicos y una azotea. Los dos sótanos están destinados para estacionamientos con rampas de acceso con pendientes de 15% y 9%. En el primer piso encontramos la sala de espera, el hall de recepción, un baño para discapacitados, un cuarto de acopio de desperdicios y en un nivel superior (NPT +2.10m) encontramos un espacio destinado también a estacionamientos. Los niveles típicos (del piso 2 al piso 7) están conformados por cuatro oficinas con áreas de 93.17m<sup>2</sup> (Oficinas 1 y 2), 69.78 m<sup>2</sup> (Oficina 3) y 67.03 m<sup>2</sup> (Oficina 4), cada una de ellas cuenta con dos baños. En la azotea encontramos la terraza delimitada perimetralmente por un parapeto de 0.80m de altura.

El ascensor y la escalera principal se ubican en el centro de la estructura vista en planta. La cisterna y cuarto de bombas se encuentran enterrados por debajo del nivel del 2do sótano. A continuación se muestra la distribución en planta de la edificación.

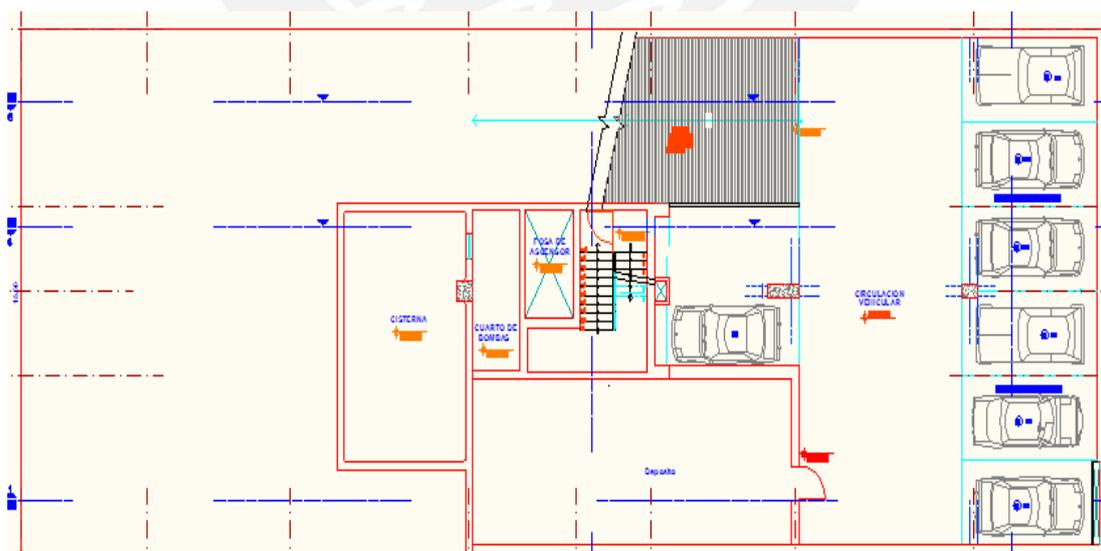


Fig. 1.2a Planta 2do Sótano

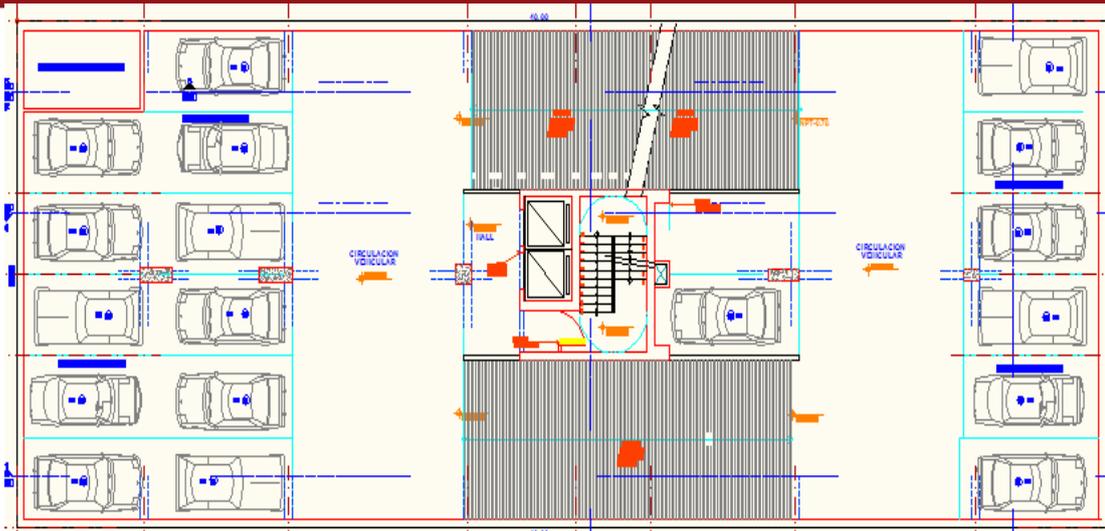


Fig. 1.2b Planta 1er Sótano

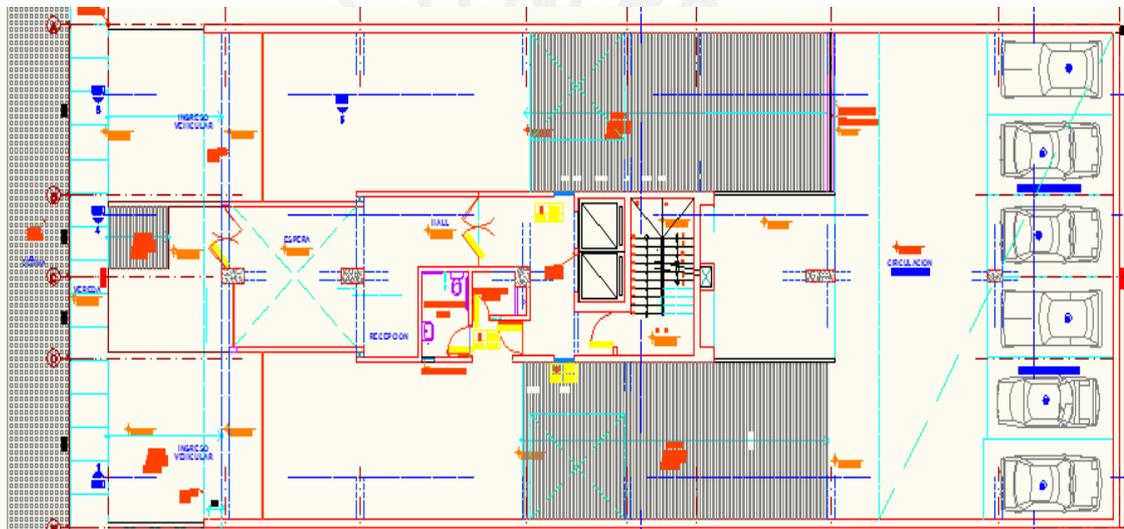


Fig. 1.2c Planta 1er Piso

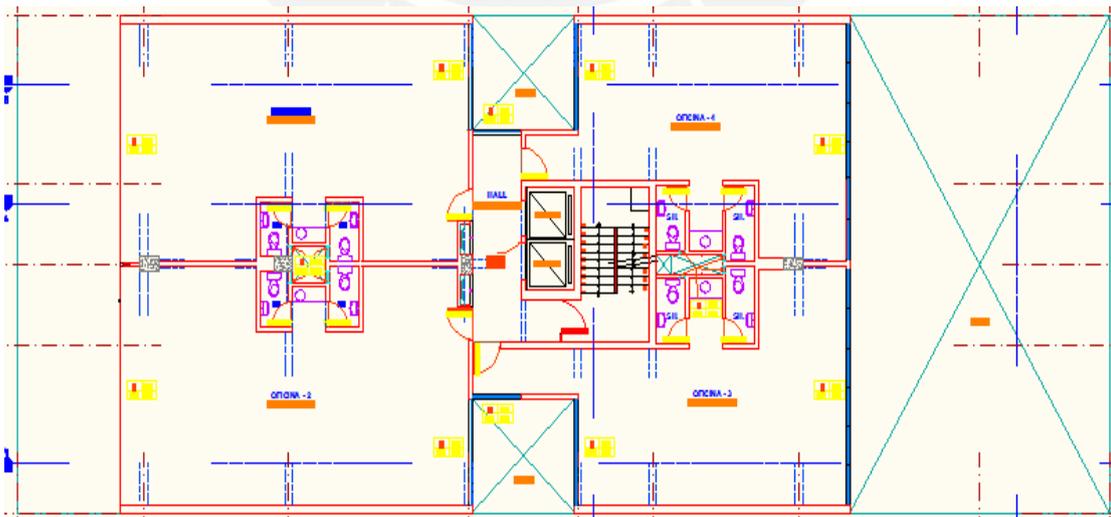


Fig. 1.2d Planta Típica

### 1.3 Cargas de Diseño

La razón de ser de todo elemento estructural es la de poder resistir de manera segura las distintas cargas que puedan actuar durante su vida útil. Para el diseño de nuestra edificación consideraremos principalmente tres tipos de cargas:

**Carga Muerta (CM):** Conformado por el peso propio de los elementos estructurales (losas, vigas, placas y columnas) y tabiques de albañilería.

**Carga Viva (CV):** Es aquella que aparece por acciones durante el proceso constructivo y posteriormente es generada por el peso de los ocupantes, muebles, equipos y otros elementos móviles que en conjunto reciben el nombre de sobrecarga.

**Carga de Sismo (CS):** Son aquellas que se generan por la acción sísmica sobre la estructura.

Las estructuras y elementos estructurales se diseñarán para obtener en todas sus secciones resistencias por lo menos iguales a las resistencias requeridas o últimas ( $R_u$ ) calculadas para las cargas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en la NTE E060, este método se llama Diseño por Resistencia.

$$\text{Resistencia de Diseño} > \text{Resistencia Requerida}$$

A continuación se muestran los factores de amplificación para las resistencias requeridas según la Norma E.060 usadas para efectos de esta tesis:

Cargas muertas (CM), vivas (CV) y sismo (CS):

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$U = 1.25(\text{CM} + \text{CV}) + \text{CS}$$

$$U = 1.25(\text{CM} + \text{CV}) - \text{CS}$$

$$U = 0.9 \text{ CM} + \text{CS}$$

$$U = 0.9 \text{ CM} - \text{CS}$$

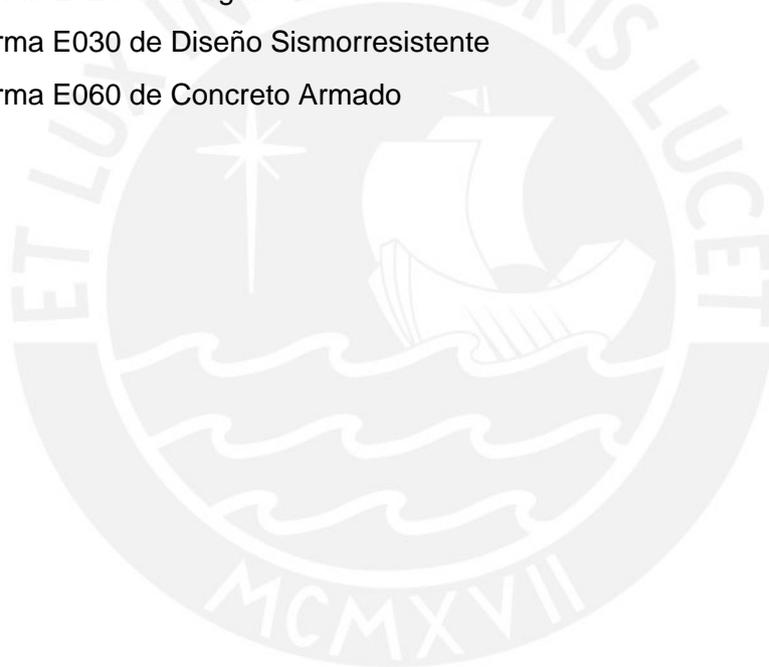
Por otro lado para tener en cuenta los efectos de variabilidad de la resistencia nominal ( $M_n$ ) es que se introducen factores de reducción de resistencia ( $\phi$ ) según el tipo de sollicitación a la que esté sometido el elemento, estos factores son:

Solicitud	Factor $\Phi$ de Reducción
- Flexión sin carga axial.	0.90
- Flexión con carga axial de tracción.	0.90
- Para cortante con o sin torsión.	0.85
- Compresión y Flexo compresión:	
- Elementos con espirales.	0.75
- Elementos con Estribos.	0.70

#### 1.4 Normas Empleadas

Las Normas utilizadas para la elaboración del siguiente documento son las que se encuentran en el Reglamento Nacional de Edificaciones:

- Norma E020 de Cargas
- Norma E030 de Diseño Sismorresistente
- Norma E060 de Concreto Armado







## CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

La estructuración busca ubicar y orientar los elementos estructurales como son vigas, columnas, losas aligeradas, losas macizas y placas tomando como base los planos de Arquitectura, de este modo la edificación podrá tener un buen comportamiento bajo sollicitaciones de cargas de gravedad o de sismo.

Se recomienda tener en cuenta los siguientes criterios para la concepción estructural:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como en las rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada.
- Continuidad en la estructura, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad.
- Hiperestaticidad y monolitismo
- Rigidez lateral
- Diafragma Rígido
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva e inspección estructural rigurosa

El Pre dimensionamiento consiste en dar una dimensión aproximada o tentativa a los distintos elementos estructurales, en base a ciertos criterios estipulados en la Norma E.060 de Concreto Armado. Una vez realizado el análisis se verificará si las dimensiones asumidas para los elementos son convenientes o tendrán que modificarse para continuar con el diseño de los mismos.

### 2.1 Estructuración del Edificio

Cuanto más compleja sea la estructura más complejo será predecir su comportamiento ante sollicitaciones sísmicas, por ello la distribución de elementos estructurales deberá ser lo más simple y simétrico posible para poder acercarnos más a una respuesta real de la edificación.

## Columnas

Las columnas son elementos principalmente sometidos a esfuerzos de compresión y simultáneamente a los de flexión y corte. Tenemos columnas ubicadas a lo largo del eje C en el sentido de la dirección X-X, las cuales trabajarán básicamente bajo solicitaciones de carga vertical y de sismo, éstas son bajas ya que las placas serán las encargadas de tomar un 90% de éstas solicitaciones.

## Placas

La principal función de las placas o muros de corte es la de proporcionar rigidez lateral y resistencia. Ellos son los que reciben un gran porcentaje de las fuerzas provenientes de los sismos. Tal como se aprecia en la distribución en planta de nuestro edificio las placas están orientadas principal y simétricamente en el eje X-X, y en el otro sentido se gana rigidez con las placas de la escalera y del ascensor.

## Vigas

Las vigas tienen en su mayoría, dimensiones de 0.30 x 0.65 m y 0.25 x 0.65 m tanto en la dirección X como en la dirección Y. En las losas en voladizo se colocaron vigas chatas de borde de 0.20 x 0.25. También se vio la necesidad de colocar vigas chatas en zonas donde se ubican tabiques de albañilería paralelos al sentido del aligerado para poder absorber la carga de estos elementos y no transmitirlos directamente a los tramos de losas aligeradas. Además en zonas de discontinuidades del aligerado debido a la presencia de ductos de ventilación o instalaciones sanitarias, también se colocaron vigas chatas a manera de refuerzo.

## Losas

Las losas en su mayoría fueron losas aligeradas de 0.25m de espesor armadas en la dirección más corta. En algunos sectores se optó por colocar losas macizas de menor espesor como por ejemplo en los techos de los sótanos ( $h=0.17m$ ). En las zonas cercanas a las escaleras y al ascensor en todos los niveles se mantuvo el espesor de 0.25m, esto principalmente para poder asegurar una buena integración entre las placas de la escalera y ascensor donde por la presencia de las mismas existiría una concentración mayor de esfuerzos.

## 2.1 Pre dimensionamiento del Edificio

Pre dimensionamiento de Columnas:

Debido a las dimensiones de las placas, las columnas tomarán momentos bajos, motivo por el cual la carga axial por compresión será la predominante en estos elementos verticales. Para ello se determinará un área tributaria cuyo peso aproximado será de 1tn/m<sup>2</sup>, aunque en este caso al tener una edificación destinada a oficinas se tiene mucha tabiquería por lo que es recomendable considerar un peso de 1.2 – 1.3 tn/m<sup>2</sup>. Debido a las luces que tenemos y la dimensión de los paños de losa tendremos una carga axial parcial aproximada de 39tn y acumulada de 351tn (considerando la carga de los siete pisos más los dos sótanos). Luego de realizar el pre dimensionamiento de las columnas comprobamos que las dimensiones dadas por la arquitectura son incluso mayores a las estimadas; pero en este trabajo respetaremos la arquitectura inicial.

Pre dimensionamiento de Placas:

La norma E.030 indica que un edificio estructurado con muros de corte, como en este proyecto, debe contar con placas que sean capaces de absorber el 80% de la fuerza cortante basal. Por ello, para pre dimensionarlas se considera usar un área total tal que el esfuerzo cortante resistente sea del orden de  $0.53 \cdot \sqrt{f'c}$ , que en nuestro caso para un valor de  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$  es igual a  $7.68 \text{ kg/cm}^2$  ó  $76.8 \text{ tn/m}^2$ . El procedimiento usado es el del método estático sugerido por la norma de diseño sismo resistente E.030, obteniendo con ello la cortante basal a la cual está sometida la estructura. A continuación se muestra un cuadro con los parámetros usados.

FACTOR SISMORRESISTENTE	Eje X	Eje Y
<b>Periodo (T) aprox.</b>	$T=hn/Ct=22.8/60=0.38$	$T=hn/Ct=22.8/60=0.38$
<b>Tp (Suelo rígido)</b>	$Tp=0.4$	$Tp=0.4$
<b>Factor de amplificación sísmica</b>	$C=2.5(0.4/0.38)$	$C=2.5(0.4/0.38)$
<b>Coefficiente de reducción</b>	$R=6(3/4)=4.5$ (Irregular)	$R=6(3/4)=4.5$ (Irregular)
<b>Área techada por piso</b>	364.37 m <sup>2</sup>	364.37 m <sup>2</sup>
<b>Peso total</b>	1304.14 tn	1304.14 tn
<b>Cortante basal (V=ZUCS*P/R)</b>	289.8 tn	289.8 tn
<b>Esfuerzo admisible</b>	$s=7.68 \text{ kg/cm}^2$	$s=7.68 \text{ kg/cm}^2$
<b>Área necesaria</b>	$A=V/s=289.8/76.8=3.77$ m <sup>2</sup>	$A=V/s=289.8/76.8=3.77$ m <sup>2</sup>
<b>Longitud necesaria</b>	$L=3.77/0.2=18.86 \text{ m}$	$L=3.77/0.25=15.08 \text{ m}$
<b>Longitud existente</b>	57.7m (cumple)	5.67m (no cumple)

Lo que se busca al realizar este pre dimensionamiento de placas mediante el método estático es el tener una idea de las longitudes y espesores de placas a utilizar en nuestro diseño, éstas dimensiones obtenidas no son determinantes pues vemos claramente que para el eje Y no cumplimos con la longitud necesaria obtenida en el cálculo del método estático ya que tenemos (de acuerdo la arquitectura inicial) una longitud de placas igual a la tercera parte de lo que se necesita, según este método. Como se verá más adelante bastó con aumentar el espesor de las placas en el sentido del eje Y para obtener desplazamientos laterales dentro de los límites permitidos por la Norma E0.30 y no se tuvo que aumentar la longitud de placas tal como se observó en los cálculos. Esto nos puede llevar a pensar en qué tan confiable es este método para el pre dimensionamiento de muros cortantes.

Pre dimensionamiento de vigas:

Para el pre dimensionamiento de las vigas se recomienda usar un peralte igual a:

$$h = l_n / 10 \text{ a } l_n / 12$$

y una dimensión de la base entre  $3/10$  a  $1/2$  veces el peralte de la viga. En nuestro edificio la luz libre mayor se tiene en el sentido Y-Y la cual es igual a 7m, si tomamos las consideraciones para el pre dimensionamiento que está indicada en la Norma E.060 tendríamos un peralte entre 0.58m y 0.70m. Entonces definimos como valor final  $h=0.65\text{m}$  y una base de  $b=0.30\text{m}$  y  $b=0.25$ , siendo este último el valor mínimo recomendado por la norma para vigas peraltadas que forman parte de pórticos o elementos sismo resistentes. El valor asumido para el peralte y la base nos permite también guardar una armonía con la arquitectura del edificio.

Pre dimensionamiento de vigas chatas:

Se utilizarán vigas chatas para soportar tabiques en la dirección del aligerado, principalmente de anchos que variarán entre 0.10m a 0.20m, verificando que soporten las cargas de diseño que actúen en ellas.

Pre dimensionamiento de losas aligeradas:

Según la Norma E.060 (Artículo 10.4) se puede obviar la verificación de deflexiones para las losas aligeradas convencionales y si se cumple con las siguientes condiciones:

- No tener sobrecargas mayores a 300 kg/m<sup>2</sup>
- Si se tienen luces menores a 7.5m
- Si se cumple que  $h \geq l_n / 25$  ( $l_n$ =longitud de luz libre del aligerado).

Si tomamos  $l_n=6.30\text{m}$ , el cual representa la mayor luz de aligerado en nuestro edificio, obtenemos  $0.25\text{m}$  que es igual al valor del peralte de las losas aligeradas en nuestra edificación, entonces podemos obviar la verificación de deflexiones de la losa aligerada.

Losas macizas:

El espesor de las losas macizas será de  $0.25\text{m}$  igual que los aligerados y en los sótanos tendrán un espesor de  $0.17\text{m}$  al igual que en las rampas de acceso vehicular, guardando armonía con la arquitectura y porque el espesor asignado es suficiente para las solicitaciones en estos techos.









### CAPITULO 3: ANÁLISIS ESTRUCTURAL BAJO CARGAS DE GRAVEDAD

El análisis bajo cargas de gravedad se centrará en analizar los elementos sometidos a las cargas propias de la estructura (Carga Muerta) y a las solicitaciones en la estructura cuando entre en funcionamiento (Carga Viva). En este análisis se utilizó la combinación:  $U = 1.4 \times CM + 1.7 \times CV$ .

#### 3.1 Análisis de Losas macizas:

Las losas macizas en nuestra edificación poseen espesores de 0.17m (en la zona de los sótanos) y 0.25m (en la zona del hall de ascensores en los niveles superiores) y trabajan en dos y una dirección. El análisis que se presentará a manera de ejemplo será el del paño 9 de la losa del 1er sótano el cual tiene un peralte de  $h=0.17m$ .

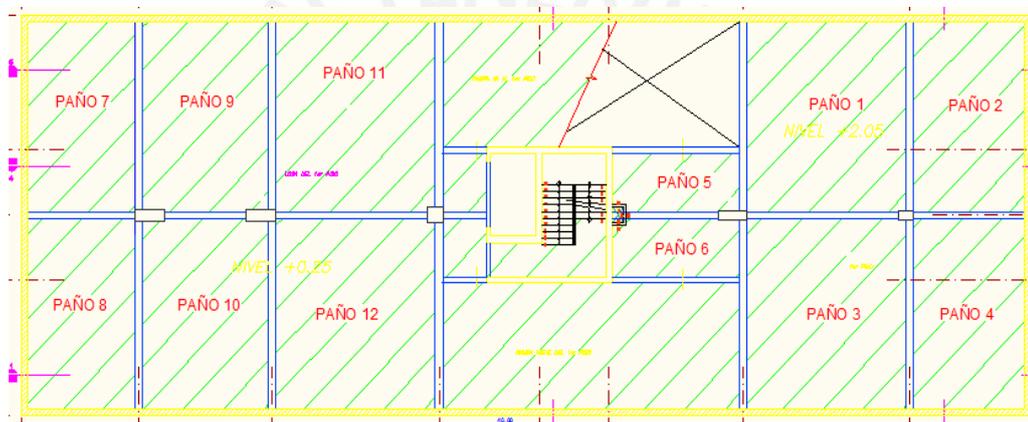


Fig. 3.1a Vista en planta de paño 9 (1er sótano)

La modelación de la losa maciza se hizo utilizando el programa Sap2000, en donde de una manera sencilla se puede modelar este tipo de elementos teniendo en cuenta básicamente las condiciones de borde y las cargas actuantes sobre la losa, así tenemos:

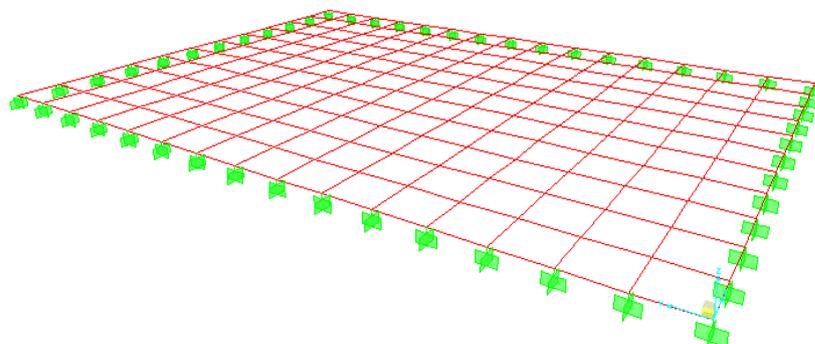


Fig. 3.1b Modelo de losa en Sap2000

La Fig. 3.1b viene a ser la modelación de la losa, donde se puede apreciar que en todo el borde se han asignado apoyos empotrados representando de alguna manera las restricciones en estos bordes. Aplicando las cargas muertas ( $W_m=0.508\text{tn/m}$ ) y vivas ( $W_v=0.25\text{tn/m}$ ) actuantes sobre el modelo obtenemos:

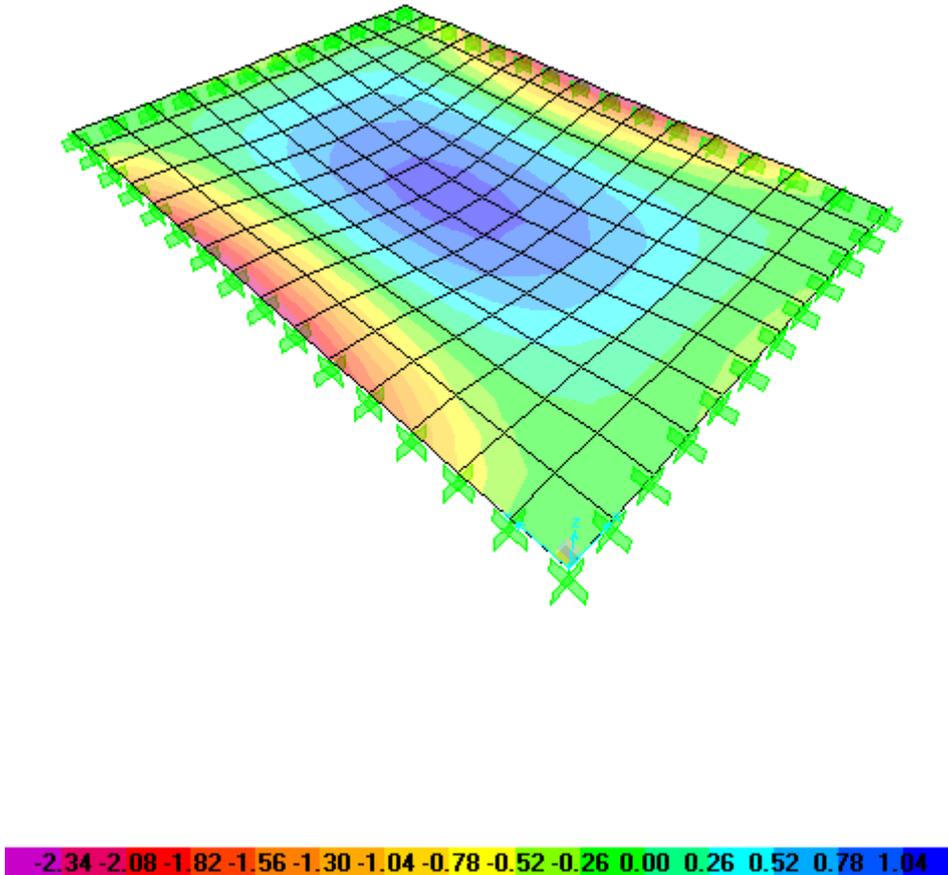


Fig. 3.1c DMF en X-X

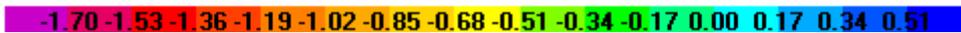
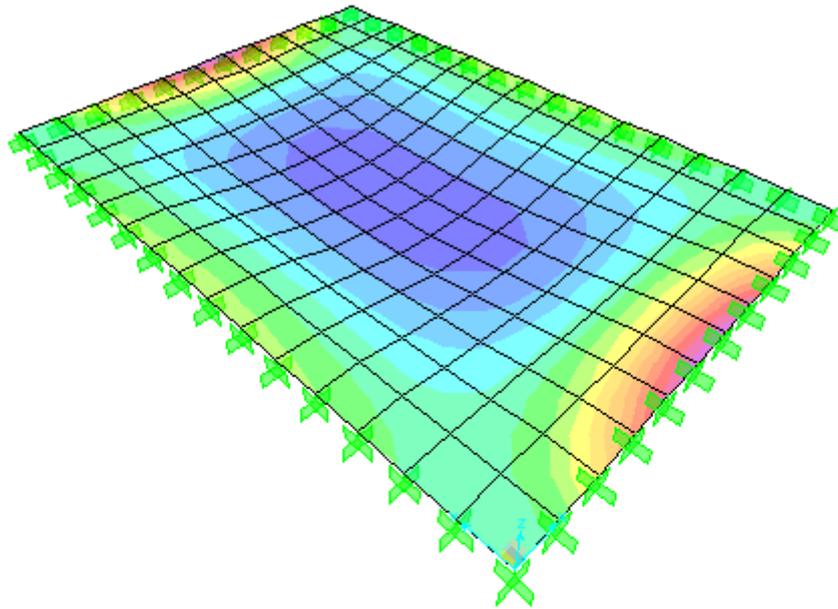


Fig. 3.1d DMF en Y-Y

Como se observa en la fig. 3.1c, los momentos negativos mayores en X-X se encuentran en los extremos del lado más corto del paño de losa, siendo éste valor de 2.34 tnxm mientras que para los momentos en Y-Y los máximos valores se encuentran en los extremos del lado más largo siendo éste valor de 1.70 tnxm tal como se muestra en la fig. 3.1d.

Para determinar los valores de la cortante, tomamos una franja de losa con un espesor de 1m a la cual se aplican las cargas actuantes y realizamos el análisis similar al de una viga, a manera de ejemplo mostramos una franja en el sentido Y-Y donde consideraremos una viga simplemente apoyada con cargas muerta y viva:

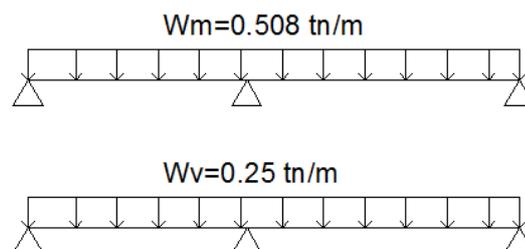


Fig. 3.1e Cargas muerta y viva en franja de losa maciza

El diagrama de fuerza cortante resultante de la combinación: 1.4CM+1.7Cv es:

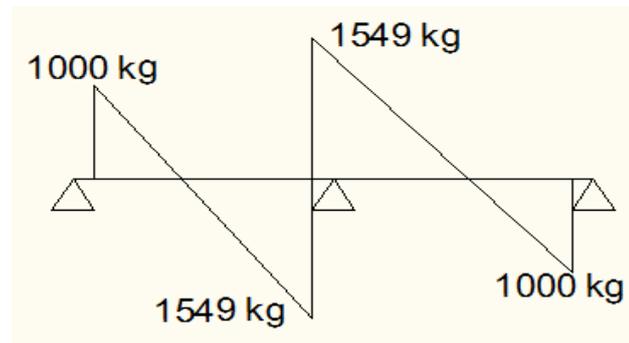
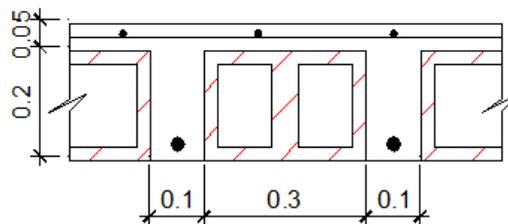


Fig. 3.1f DFC en franja de losa maciza

### 3.2 Análisis de Losas Aligeradas:

El aligerado para nuestro edificio tiene un espesor de 0.25m por lo que se usaron bloques de arcilla de dimensiones 30x30x20 cm, con viguetas vaciadas in situ cada 40cm, es por ello que el metrado de cargas en este tipo de aligerados en una sola dirección se realizará por franjas tributarias de 40 cm de ancho (ancho típico de vigueta).



DETALLE ALIGERADO TÍPICO  
h=0.25m

Fig. 3.2 Corte típico de aligerado

A manera de ejemplo se mostrará el análisis para el caso del tramo de aligerado entre los ejes 2 y 4.

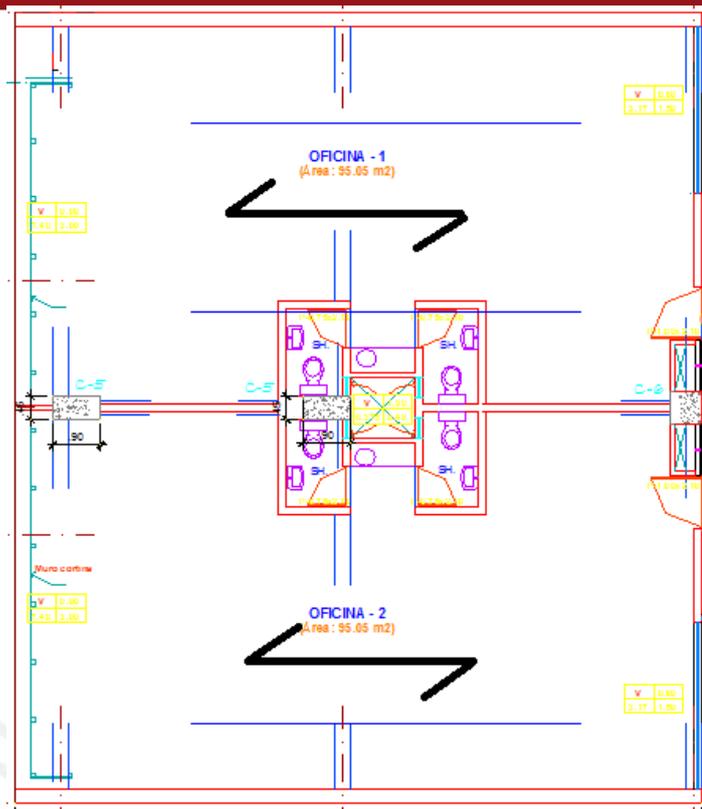


Fig. 3.2a Planta típica de losa aligerada

Para carga muerta:

$$\text{Peso propio} = 0.35(0.40) = 0.14$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1(0.4) = 0.04$$

$$W_m = 0.14 + 0.04 = 0.18 \text{ tn/m}$$

Para carga viva:

$$W_v = s/c = 0.25(0.4) = 0.1 \text{ tn/m}$$

Ahora afectando los valores de  $W_m$  y  $W_v$  con los factores indicados en la Norma E-060 de Concreto Armado obtenemos la siguiente carga última sobre la vigueta modelada como una viga simplemente apoyada en tres puntos.

$$W_u = 1.4(0.18) + 1.7(0.1) = 0.422 \text{ tn/m}$$

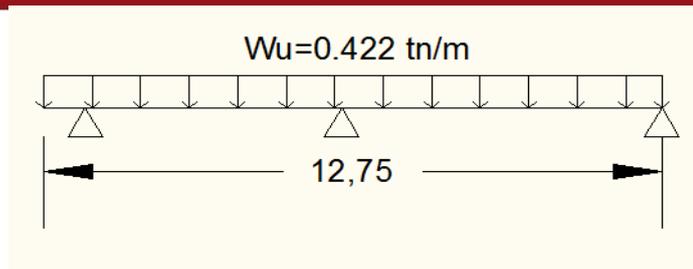


Fig. 3.2b Modelo de vigueta con carga última aplicada

Luego de aplicar la carga última distribuida obtenemos los siguientes diagramas:

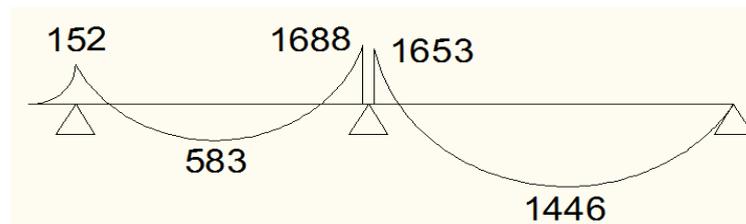


Fig. 3.2c Diagrama de momento flector de vigueta

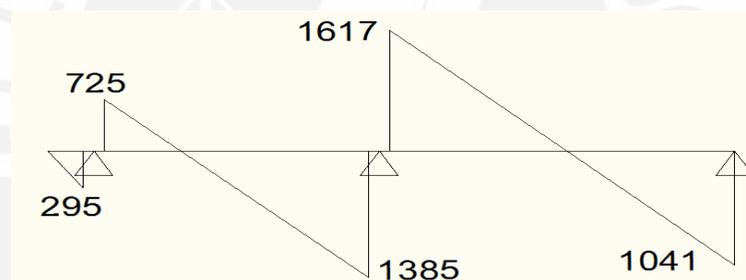


Fig. 3.2d Diagrama de fuerza cortante de vigueta

### 3.3 Análisis de Vigas, Columnas y Placas:

#### 3.3.1 Modelo estructural del Edificio

Para realizar el análisis estructural del edificio por medio de cargas de gravedad se utilizó el programa ETABS v 9.2.0, tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- La altura típica considerada desde el segundo al último nivel fue de 3m (entre ejes en cada nivel), para el resto de pisos se consideraron alturas variables debido a la existencia de las rampas en las zonas de los sótanos.
- En los sótanos se consideraron losas macizas de  $e=0.17\text{m}$ , mientras que en los niveles superiores se consideró una losa aligerada de  $e=0.25\text{m}$  en todos los paños a excepción de la zona del hall de ascensores donde se consideró una losa maciza del mismo espesor. Las losas fueron modeladas como tipo

Membrana ya que se utilizan para repartir carga y no es necesario hacer un análisis interno de las losas.

- Las vigas y columnas fueron modeladas como elementos tipo Frame, mientras que las placas fueron modeladas como elementos tipo Shell. Se utilizaron elementos tipo None sobre los cuales se colocaron las cargas producidas por la tabiquería en las losas. Las vigas peraltadas varían en cuanto a la dimensión de su base (entre 0.25 a 0.30m) mientras que el peralte es el mismo para todas ( $h=0.65m$ ).
- Para los sótanos se restringió el desplazamiento lateral tanto en X como en Y para un análisis más exacto.
- La base del edificio se modeló con restricción en todas las direcciones.
- Se asignaron diafragmas en las losas de todos los niveles para unificar desplazamientos.
- Se consideraron sobrecargas de 350, 250 y 100 kg/m<sup>2</sup> para las losas de sótanos, pisos típicos y azotea respectivamente.

Las cargas axiales ocasionan deformaciones verticales en las columnas y placas, dependiendo de la magnitud de la carga axial se producirán diferentes deformaciones axiales en elementos verticales. Esta diferencia de deformaciones en placas y columnas incide en los diagramas de momentos de las vigas que las unen incrementando momentos negativos en uno de sus extremos y reduciendo en el otro. Estas deformaciones axiales son producidas conforme se va construyendo la edificación nivel por nivel; sin embargo estas deformaciones se van atenuando se llena con concreto el piso superior las placas y columnas se vuelven a nivelar. El programa utilizado para la modelación en 3D de la edificación permite simular el proceso constructivo.

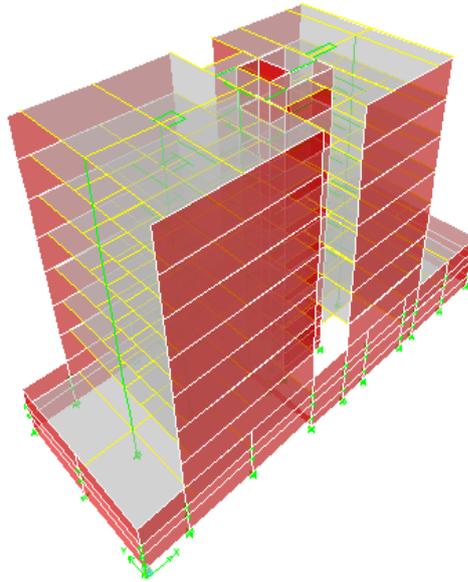


Fig.3.3.1 Modelo Estructural del Edificio

### 3.3.2 Vigas Peraltadas:

Para el análisis de vigas peraltadas se asumirá un área de influencia, dentro de la cual existirán fuerzas que actúan sobre la viga debido al peso de la losa que soporta, peso propio de la viga, peso de tabiques y sobrecargas, a fin de calcular la carga por metro lineal sobre la viga en análisis. Se mostrará a continuación, a manera de ejemplo, el análisis de la viga V202 (0.30x0.65m) de uno de los pisos típicos de nuestra estructura.

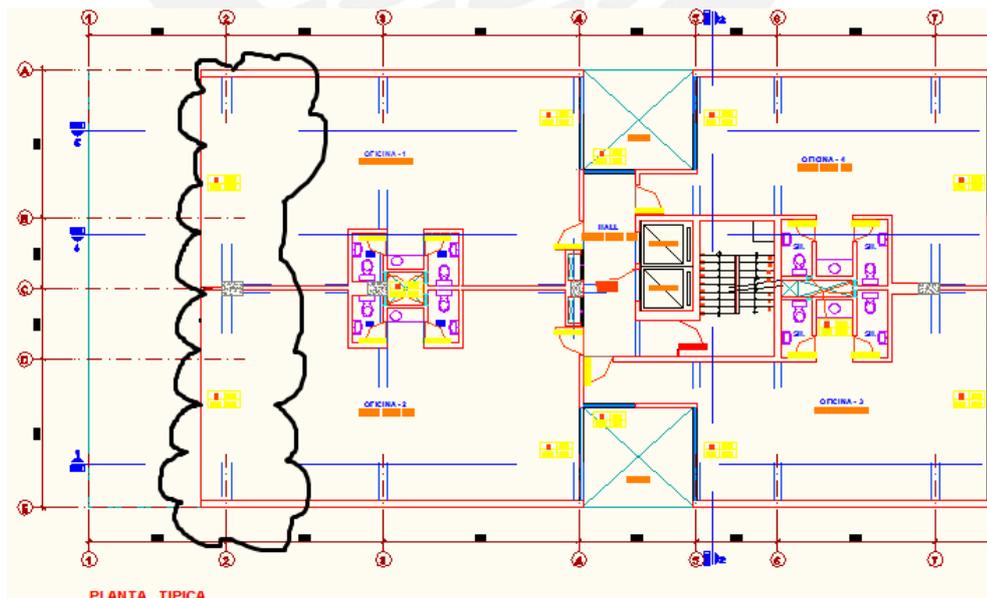


Fig. 3.3.2a Viga V202 en planta

Carga muerta distribuida ( $W_m$ ):

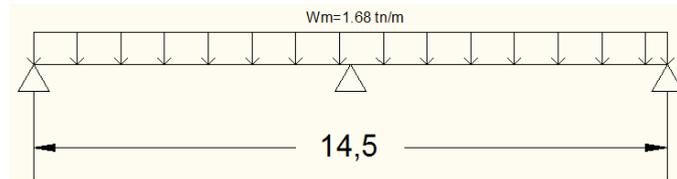


Fig. 3.3.2b Distribución de carga muerta sobre modelo de viga V202

Carga viva distribuida ( $W_v$ ):

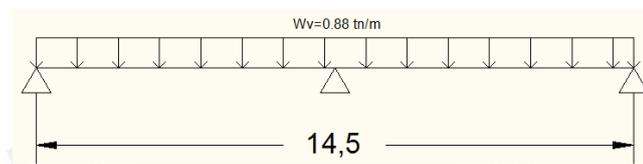


Fig. 3.3.2c Distribución de carga viva sobre modelo de viga V-202

Luego de aplicar las cargas al modelo en Etabs de la viga V-202 obtenemos:

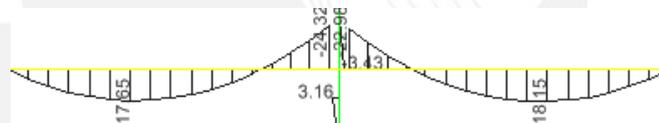


Fig. 3.3.2d Diagrama de momento flector último

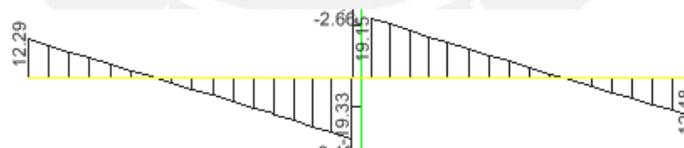


Fig. 3.3.2e Diagrama de fuerza cortante última

### 3.3.3 Vigas Chatas:

El análisis de vigas chatas es más sencillo debido a que éstas nos ayudan a controlar deflexiones en el aligerado producido por la presencia de tabiques ubicados en el mismo sentido de éste. Básicamente este análisis se reduce a determinar las cargas por peso propio de la viga chata y del tabique que soporta. A manera de ejemplo se mostrará el metrado de cargas de la viga chata ubicada en un piso típico entre los ejes 2 y 3 paralelo al eje B cuya sección es de 0.25x0.20m.

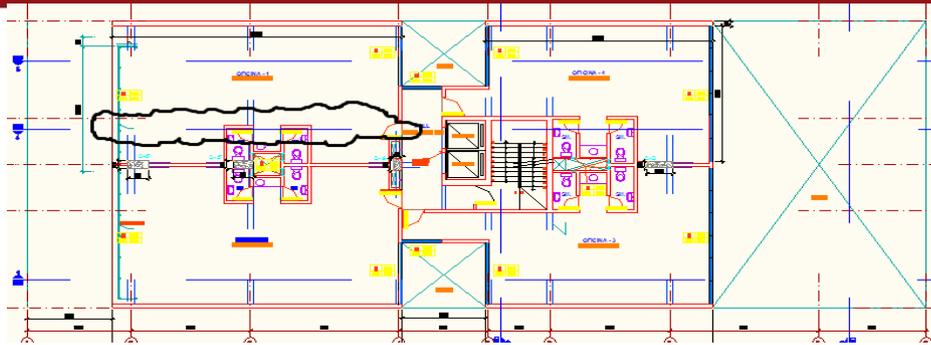


Fig. 3.3.3a Ubicación en planta de viga chata para análisis

Carga muerta:

Peso propio =  $0.20 \times 0.25 \times 2.4 = 0.12 \text{ tn/m}$

Piso terminado =  $0.10 \times 0.20 = 0.02 \text{ tn/m}$

Tabiquería =  $0.15 \times 2.3 \times 1.8 = 0.621 \text{ tn/m}$

$W_m = 0.76 \text{ tn/m}$  (en zona de tabiques)

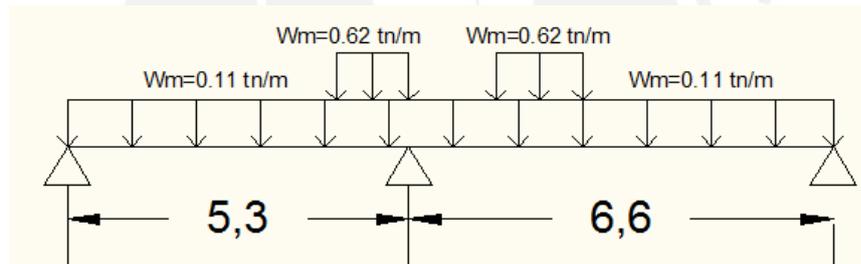


Fig. 3.3.3b Distribución de carga muerta en viga chata

Carga viva:

$W_v = s/c = 0.25 \times 0.2 = 0.05 \text{ tn/m}$

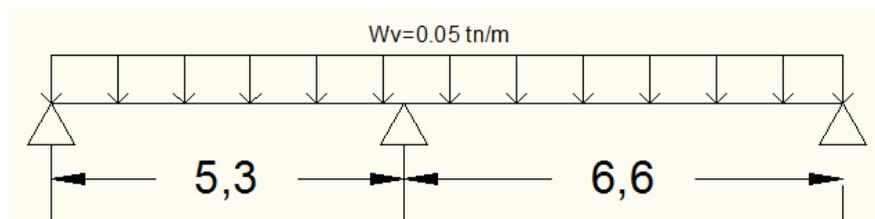


Fig. 3.3.3c Distribución de carga viva en viga chata

Luego de aplicar estas cargas al modelo en Etabs de la viga obtenemos:

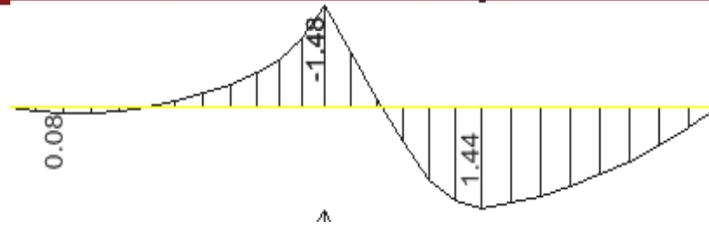


Fig. 3.3.3d Diagrama de momento flector

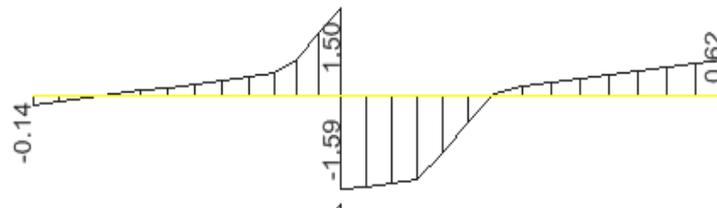


Fig. 3.3.3d Diagrama de fuerza cortante

### 3.3.4 Columnas:

Para el análisis de columnas tomaremos también un área de influencia (método de áreas tributarias) para determinar qué elementos generan cargas que serán soportadas por la columna en análisis tales como las vigas que concurren en ella, el peso propio de la columna, losas aligeradas, tabiques y piso terminado. A manera de ejemplo presentaremos el análisis de la columna C1.

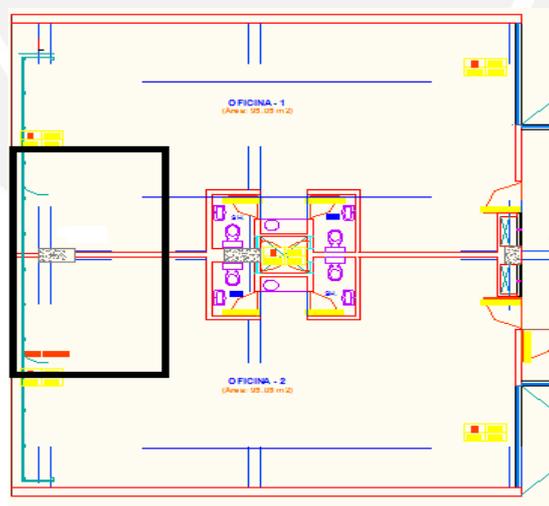
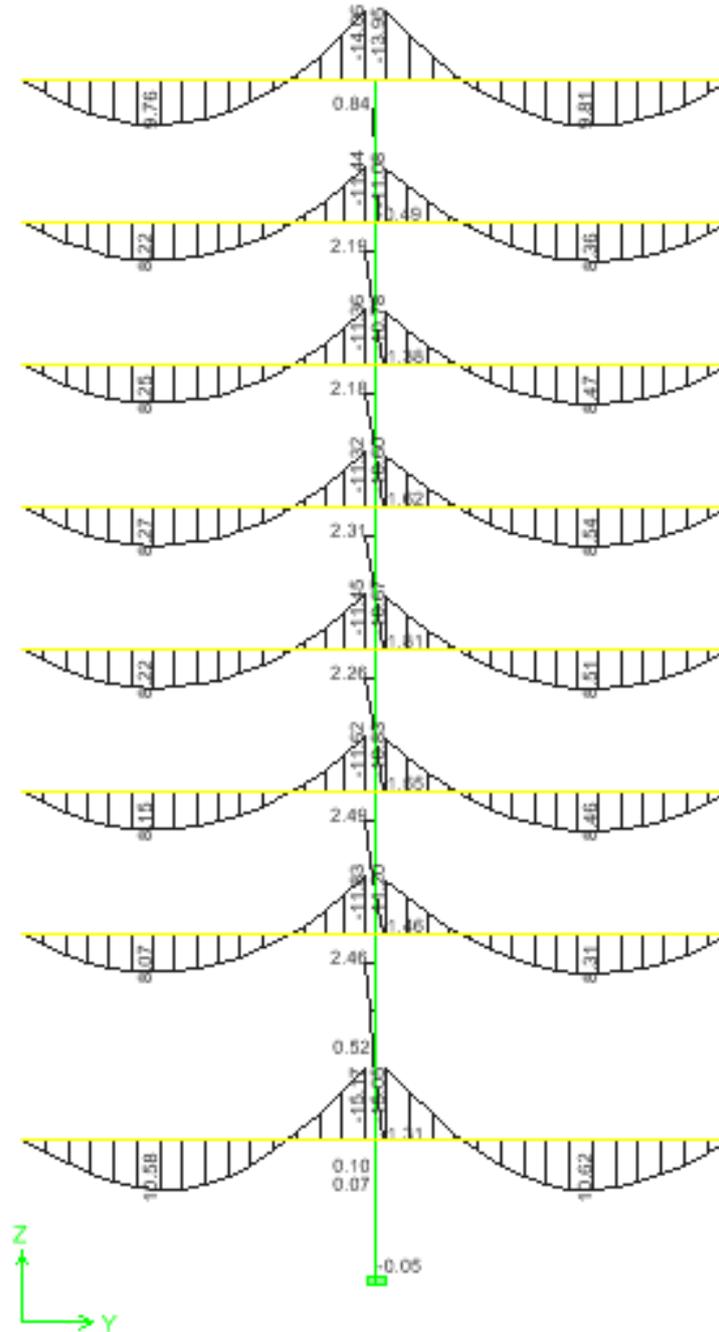
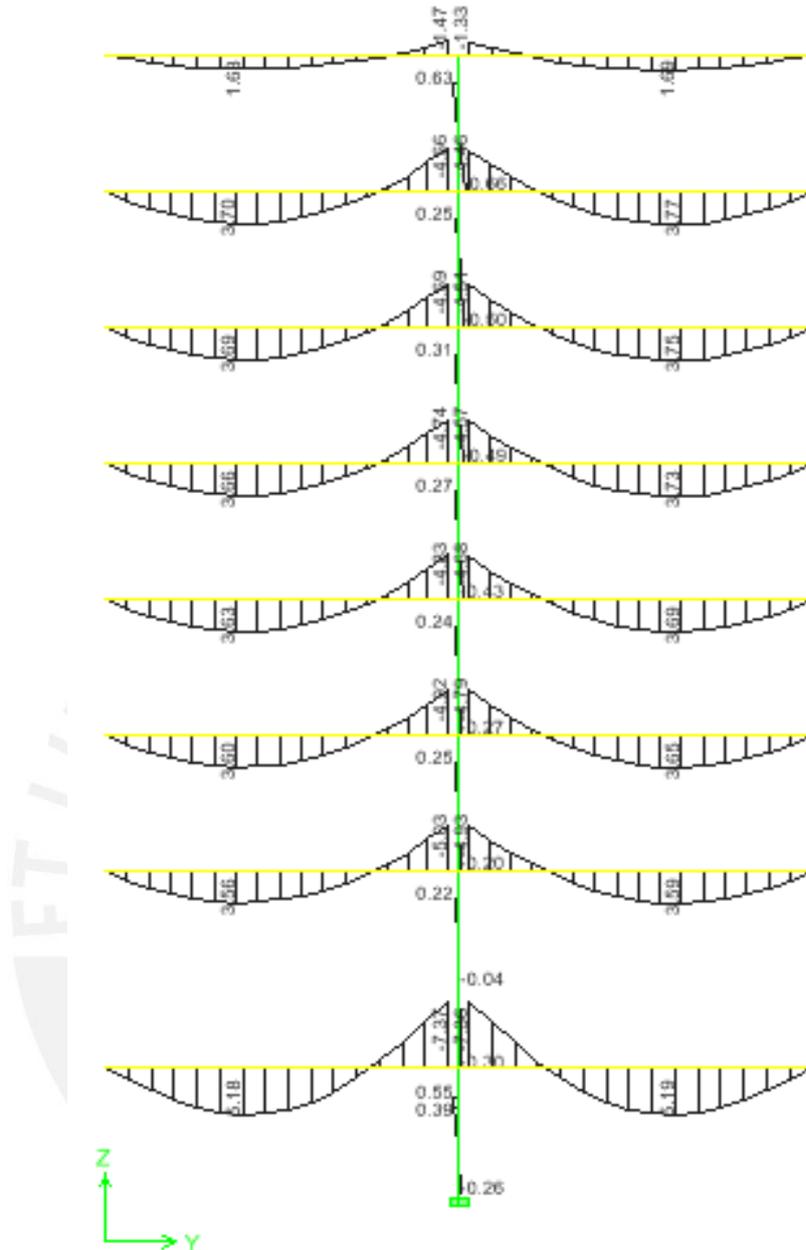


Fig. 3.3.4 Área de influencia de columna C-1

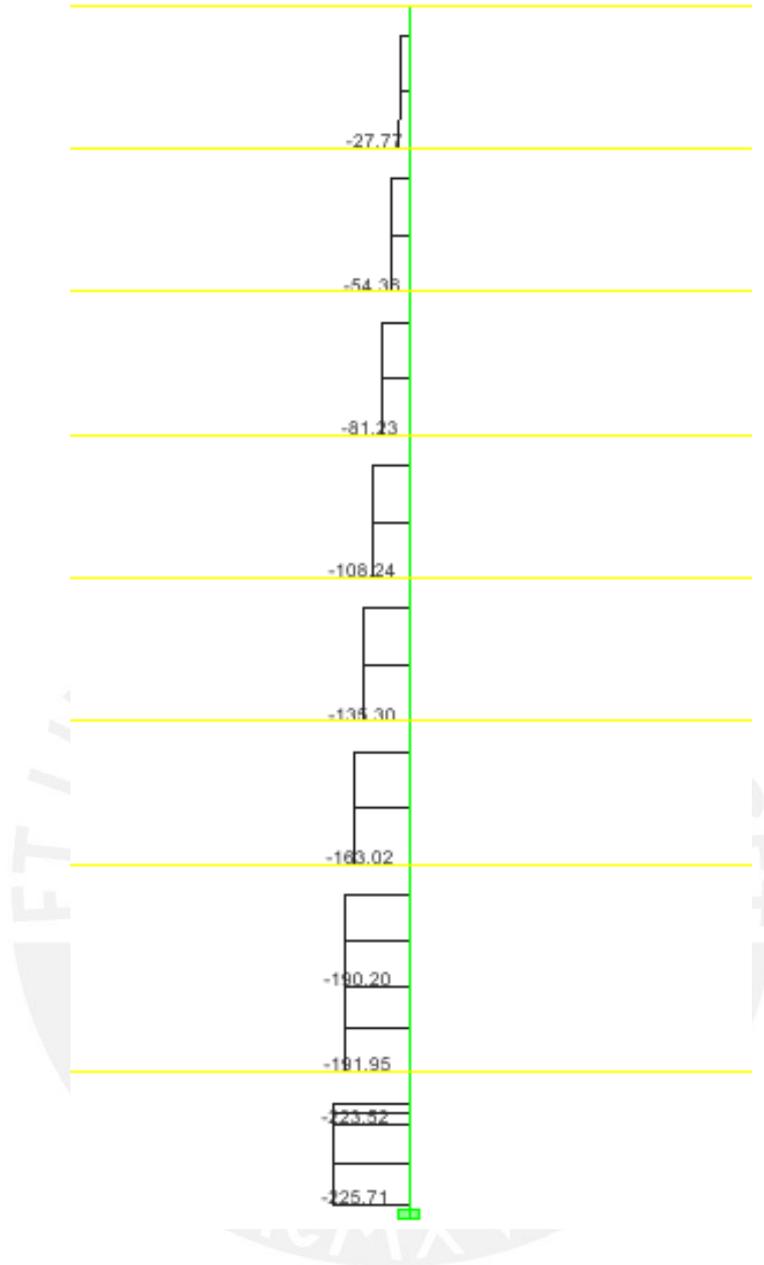
El área encerrada en el rectángulo negro nos indica el área de influencia señalada en el párrafo anterior, a partir de ello se obtienen los siguientes resultados



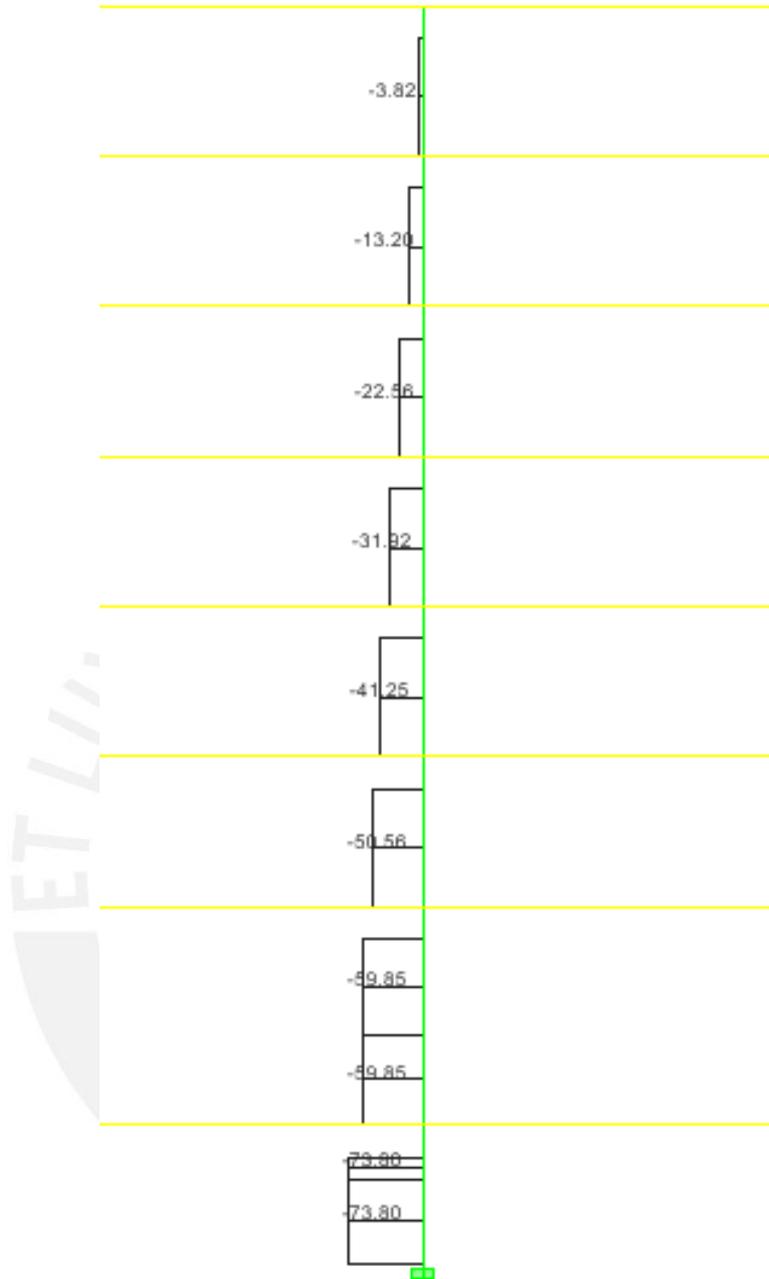
DMF CM (COLUMNNA C1)



DMF CV (COLUMN C1)



DFN CM (COLUMNNA C1)



DFC CV (COLUMNA C1)

### 3.3.5 Placas:

Las placas son elementos de apoyo de las vigas y también de las losas, por tal motivo estas reciben la acción de todas las cargas que a estas afectan. Para su análisis se

utilizará al igual que las columnas el método de áreas tributarias. A manera de ejemplo presentamos el análisis de la placa P2

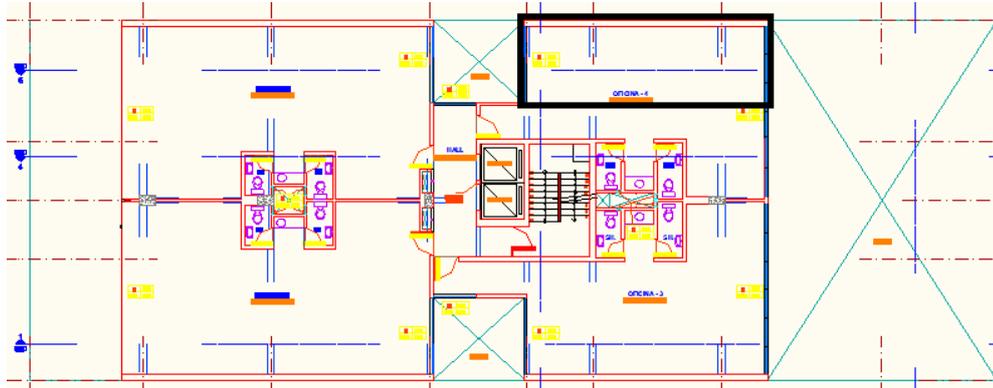
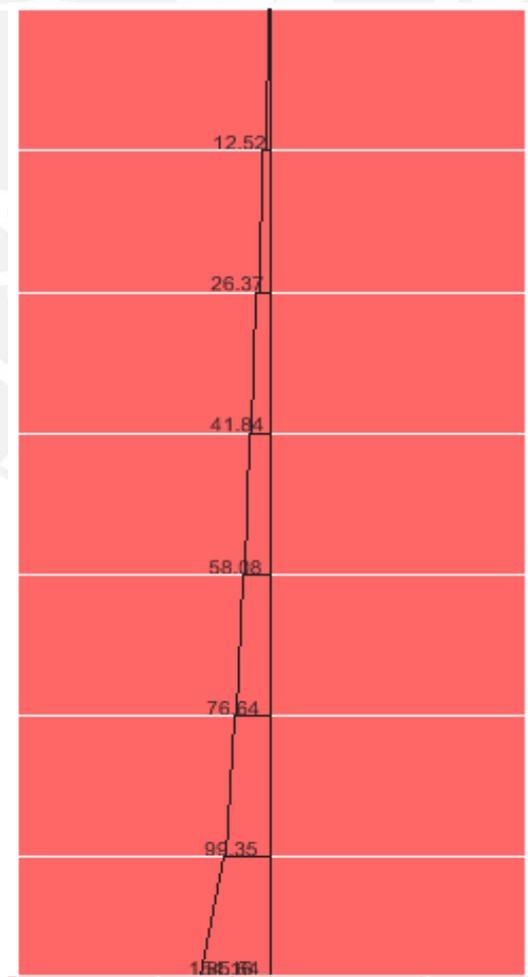
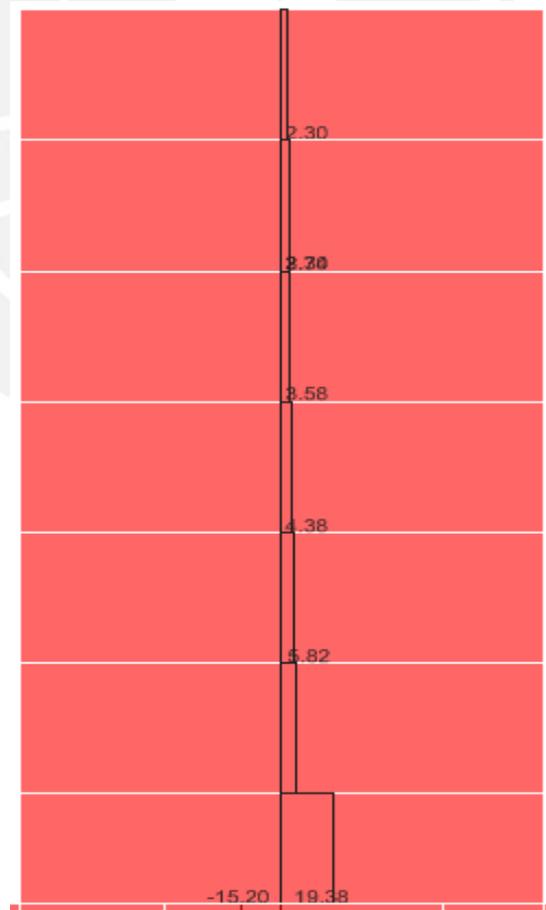
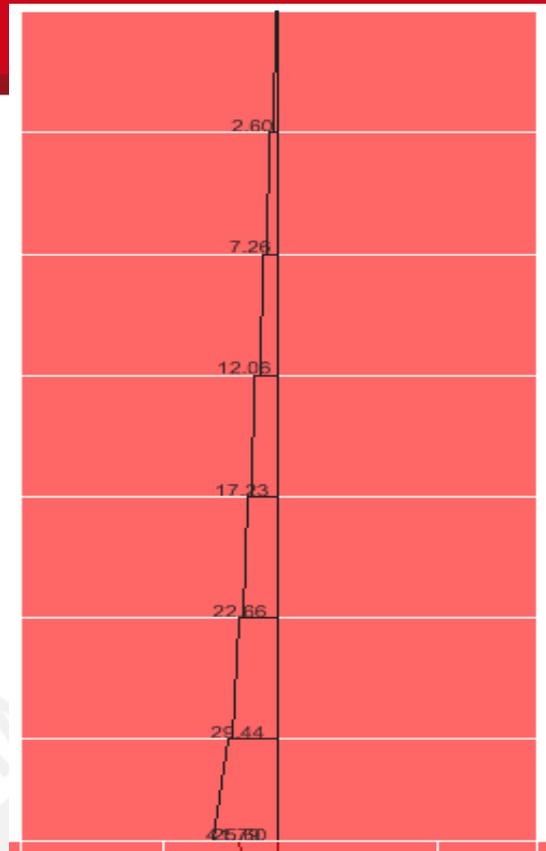


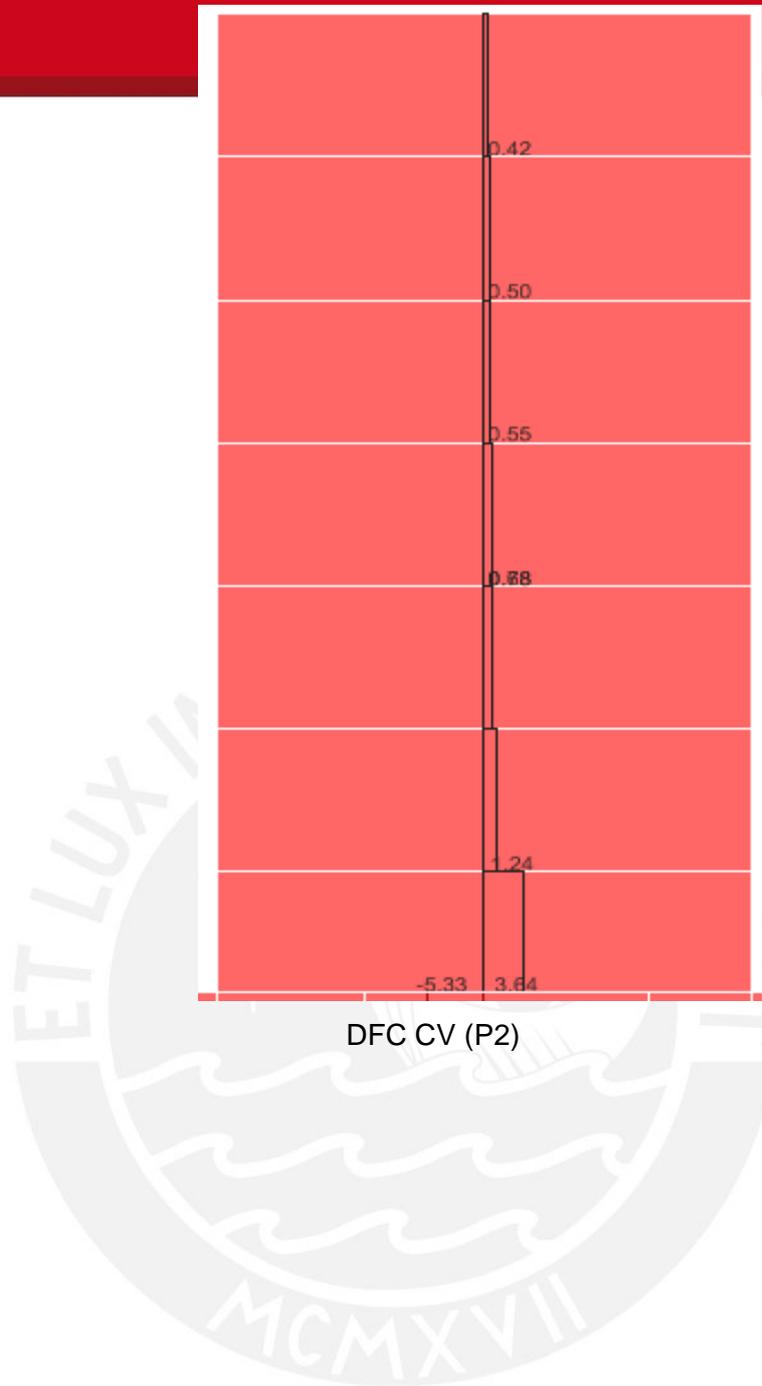
Fig. 3.3.5 Área de influencia de placa P2

En la figura 3.3.5 se muestra el área de influencia de la placa P2, a partir de ello se obtienen los siguientes resultados para la placa en análisis:



DMF CM (P2)





DFC CV (P2)





## CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

El objetivo de este análisis es estimar el comportamiento del edificio durante la acción de un sismo. Dado que nuestro país se encuentra en una zona de alta sismicidad es necesario que todas las estructuras sean capaces de resistir las fuerzas impuestas por los sismos. Mediante este análisis obtendremos las principales respuestas de la estructura las cuales son:

- Los periodos y modos de vibración
- La fuerza cortante basal y los desplazamientos laterales
- Fuerzas internas en los elementos resistentes.

Para el análisis se considera un sismo de diseño que sigue un espectro definido por la Norma E.030 (Diseño Sismorresistente). Con este sismo de diseño se evalúan las fuerzas y desplazamientos que se presentarán en la edificación. Estos valores de respuesta serán utilizados como parte del diseño de los elementos estructurales de tal forma que éstos satisfagan las solicitaciones sísmicas. Para ello se realizó un modelo tridimensional utilizando el programa ETABS v9.2.0 el cual permitió analizar los pórticos del edificio de manera conjunta gracias a la presencia de un diafragma rígido en cada nivel.

### 4.1 Condiciones generales para el análisis:

Tal como se estipula en la Norma Peruana E.030 de Diseño Sismorresistente se consideraron los siguientes parámetros:

1. Factor de zona (Z): La edificación por estar ubicada en la ciudad de Lima, pertenece a la zona sísmica 3 y le corresponde un valor de  $Z=0.4$
2. Coeficiente de Uso (U): La estructura por estar destinada a oficinas y estar contemplada como una edificación de uso común, le corresponde un valor de  $U=1$ .
3. Parámetros del suelo (S): La estructura estará cimentada sobre la grava típica de la ciudad de Lima. Para este tipo de suelo la norma E.030 especifica:

Tipo de suelo: S1 (Roca o suelos muy rígidos)

Factor de amplificación del suelo (S): 1

Período del suelo ( $T_p$ ): 0.4s

4. Coeficiente de Reducción (R): La estructura está conformada en ambas direcciones principalmente por placas o muros de corte (muros estructurales), por lo tanto le corresponde un valor de  $R=6$  como factor de reducción. Si se tratase de una edificación irregular el valor de R se vería afectado por el factor 0.75.
5. Factor de Amplificación Sísmica (C): Representa la amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo. Entonces el valor de C en ambas direcciones de acuerdo a la siguiente expresión será:

$$C_x = 2.5 * (T_p / T) = 2.5 * (0.4 / 0.985) = 1.03$$

$$C_y = 2.5 * (T_p / T) = 2.5 * (0.4 / 0.244) = 4.09$$

Como  $C_x$  y  $C_y$  no deben ser mayores que 2.5, entonces asumimos este valor para  $C_y$ .

#### 4.2 Peso del Edificio:

La Norma indica que el peso de la estructura deberá ser calculado añadiendo un porcentaje de la carga viva a la carga muerta. Este porcentaje variará dependiendo de la categoría en la que se encuentre el edificio. Nuestra edificación, al ser destinada a oficinas, se encuentra en la categoría C (edificaciones comunes), por lo tanto el porcentaje a añadir será del 25% de la carga viva.

ÁREA TECHADA (m2)	ÁREA LOSA MACIZA (m2)	ÁREA ALIGERADO (m2)
C/PISO	C/PISO	C/PISO
355.77	28.67	327.1
AZOTEA	100% CM + 25%CV	
PISO TÍPICO	100% CM + 25%CV	

PISO	MASA	PESO
PISO7	30.67	300.86
PISO6	41.27	404.82
PISO5	41.26	404.78
PISO4	41.26	404.78
PISO3	41.26	404.78
PISO2	41.36	405.70
PISO1	40.71	399.38

### 4.3 Configuración estructural:

De acuerdo al capítulo 11 de la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente: “*las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica*”. De acuerdo a lo descrito anteriormente debemos analizar la estructura y determinar si califica como regular o irregular, para ello debemos evaluar la edificación tanto en altura como en planta.

#### 4.3.1 Irregularidades estructurales en altura:

1. Irregularidad de Rigidez – Piso blando: No presenta este tipo de irregularidad ya que las áreas de las placas y columnas en la dirección XX e YY son las mismas en todas los niveles.
2. Irregularidad de Masa: Todos los pisos tienen el mismo tipo de estructuración (sin considerar la azotea y cuarto de máquinas), es decir, que el peso es similar en todos los niveles. No presenta este tipo de irregularidad.
3. Irregularidad Geométrica Vertical: Las dimensiones de las estructuras resistentes a cargas laterales en todas las plantas son similares (sin considerar azoteas ni sótanos), por lo tanto no existe este tipo de irregularidad.
4. Discontinuidad en los sistemas resistentes: No existe tal discontinuidad, pues los elementos verticales se encuentra en la misma ubicación en todos los pisos.

## 4.3.2 Irregularidades estructurales en planta:

1. Irregularidad torsional: Para que una estructura sea considerada irregular por torsión, se debe cumplir en las dos direcciones de análisis que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso sea mayor a 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio del mismo piso. Y en los casos en que los desplazamientos promedio sean menores al 50% del máximo permisible, no será necesario realizar la verificación por torsión. Así tenemos:

En la dirección X-X:

NIVEL	$\Delta_{entrepisomax}$	$\Delta_{entrepisomin}$	$\Delta_{prom}$	$1.3*\Delta_{prom}$	$\Delta_{entrmax}<1.3*\Delta_{prom}$
7	0.0007	0.0006	0.00065	0.00085	CUMPLE
6	0.0007	0.0007	0.00070	0.00091	CUMPLE
5	0.0007	0.0006	0.00065	0.00085	CUMPLE
4	0.0006	0.0006	0.00060	0.00078	CUMPLE
3	0.0006	0.0005	0.00055	0.00072	CUMPLE
2	0.0004	0.0004	0.00040	0.00052	CUMPLE
1	0.0004	0.0003	0.00035	0.00046	CUMPLE

En la dirección Y-Y:

NIVEL	$\Delta_{entrepisomax}$	$\Delta_{entrepisomin}$	$\Delta_{prom}$	$1.3*\Delta_{prom}$	$\Delta_{entrmax}<1.3*\Delta_{prom}$
7	0.0039	0.0034	0.00365	0.00475	CUMPLE
6	0.004	0.0035	0.00375	0.00488	CUMPLE
5	0.004	0.0036	0.00380	0.00494	CUMPLE
4	0.004	0.0036	0.00380	0.00494	CUMPLE
3	0.0037	0.0033	0.00350	0.00455	CUMPLE
2	0.0033	0.003	0.00315	0.00410	CUMPLE
1	0.0031	0.0026	0.00285	0.00371	CUMPLE

Como se ve, la edificación no califica como irregular por torsión.

2. Esquinas entrantes: Debe cumplirse a la vez, que las esquinas entrantes en ambas direcciones deben ser mayores al 20% de la correspondiente dimensión total en planta, en nuestro edificio, en la dirección X-X es menor al 20% pero en la dirección Y-Y es mayor, pero como se indica en el párrafo anterior esta condición debe cumplirse en simultáneo en ambas direcciones, por lo tanto se concluye que no existe este tipo de irregularidad.

3. Discontinuidad del Diafragma: En este edificio no existe este tipo de discontinuidades, es decir, las losas de techo son similares sin variaciones considerables.

Luego del análisis realizado en cuanto a las irregularidades en planta y en altura, se llega a la conclusión que la estructura califica como REGULAR en ambas direcciones.

#### 4.4 Excentricidad accidental:

Debido a que no se conoce con exactitud la ubicación de los centros de masa donde se aplicará las fuerzas horizontales en cada piso, la Norma E.030 indica que se debe considerar una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual al 5% de la dimensión total del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis, en nuestro edificio tenemos:

DIRECCIÓN	X-X	Y-Y
DIMENSIÓN DE EDIFICACIÓN (m)	26.75	15
5% (L)	1.34	0.75

#### 4.5 Análisis Estático:

Consistirá en calcular el valor de la cortante basal de la estructura tanto en la dirección X-X como en la dirección Y-Y, para ello utilizaremos la relación especificada en la Norma E030 en el artículo 17.3:

$$V = (Z*U*C*S)*P/R \quad C/R \geq 0.125$$

Donde los valores de Z, U, C, S, P y R fueron determinados anteriormente, reemplazando estos valores en la fórmula propuesta, se tiene:

$$V_x = (0.4*1*1.03*1)*1313.16/6 = 90.17 \text{tn}$$

$$V_y = (0.4*1*2.50*1)*1313.16/6 = 218.86 \text{tn}$$

#### 4.6 Análisis Dinámico:

En el caso de edificaciones convencionales se utilizará el procedimiento de combinación espectral. El espectro de aceleraciones queda definido en cada dirección horizontal como:

$$S_a := \left( \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \right) \cdot g$$

#### 4.7 Resultados del análisis sísmico

##### 4.7.1 Modos y períodos resultantes:

El edificio cuenta con siete niveles, por eso al tener tres grados de libertad nos arrojará un número total de modos igual a 21. A continuación se muestra la siguiente tabla con los valores de los periodos y porcentajes de masas efectivas resultantes del análisis para las dos direcciones.

Modo	Periodo	UX	UY
1	0.9752	0.015	68.830
2	0.3170	0.017	0.149
3	0.2439	65.712	0.107
4	0.2155	0.214	16.236
5	0.0955	0.004	4.395
6	0.0733	0.023	0.071
7	0.0590	0.030	1.939
8	0.0558	20.065	0.001
9	0.0533	0.103	0.000
10	0.0512	0.000	0.001
11	0.0499	0.000	0.001
12	0.0499	0.000	0.000
13	0.0431	0.001	1.148
14	0.0421	0.000	0.000
15	0.0417	0.000	0.072
16	0.0398	0.000	0.000
17	0.0393	0.001	0.038
18	0.0374	0.000	0.004
19	0.0352	0.008	0.027
20	0.0336	0.000	0.383
21	0.0334	0.000	0.000

Del cuadro anterior podemos determinar que el periodo fundamental de la estructura en la dirección X-X queda definido por el modo 3 y en la dirección Y-Y queda definido por el modo 1.

#### 4.7.2 Control de Desplazamientos Laterales:

La Norma establece que el cálculo de los desplazamientos laterales se hará multiplicando por 0.75 veces el valor de R los resultados de los desplazamientos obtenidos en el análisis debido a que estos resultados son del tipo elástico y por ello es necesario hacer este tipo de limitación.

La Norma también establece que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que para estructuras de concreto armado es igual a 0.007. Así tenemos:

En la dirección X-X: Altura de entrepiso (h=3.00m)

NIVEL	$\Delta_{entrepiso\max}$	$\Delta_{entrepiso\min}$	Deriva max	Deriva min	$0.75 \cdot R \cdot \text{deriva max}$	LIMITE PERMITIDO
7	0.0007	0.0006	0.00023	0.00020	0.00105	0.007
6	0.0007	0.0007	0.00023	0.00023	0.00105	0.007
5	0.0007	0.0006	0.00023	0.00020	0.00105	0.007
4	0.0006	0.001	0.00020	0.00033	0.00090	0.007
3	0.0006	0.0005	0.00020	0.00017	0.00090	0.007
2	0.0004	0.0004	0.00013	0.00013	0.00060	0.007
1	0.0004	0.0003	0.00012	0.00009	0.00052	0.007

En la dirección Y-Y:

NIVEL	$\Delta_{entrepiso\max}$	$\Delta_{entrepiso\min}$	Deriva max	Deriva min	$0.75 \cdot R \cdot \text{deriva max}$	LIMITE PERMITIDO
7	0.0039	0.0034	0.00130	0.00113	0.00585	0.007
6	0.004	0.0035	0.00133	0.00117	0.00600	0.007
5	0.004	0.0036	0.00133	0.00120	0.00600	0.007
4	0.004	0.0036	0.00133	0.00120	0.00600	0.007
3	0.0037	0.0033	0.00123	0.00110	0.00555	0.007
2	0.0033	0.003	0.00110	0.00100	0.00495	0.007
1	0.0031	0.0026	0.00090	0.00075	0.00404	0.007

Del cuadro anterior se obtiene:

Deriva máx (X-X) = 0.00105 < 0.007 (cumple)

Deriva máx (Y-Y) = 0.006 < 0.007 (cumple)

#### 4.7.3 Control de Giros en Planta:

La norma E-030 establece que si el desplazamiento promedio de cualquier nivel es mayor que el 50% del desplazamiento máximo permitido de acuerdo a los límites impuestos para la deriva de un edificio de concreto armado (0.007); es necesario realizar una verificación por torsión en la estructura. En el cuadro que se muestra a continuación se puede observar que los resultados obtenidos indican que no hay necesidad de realizar la verificación por torsión.

En la dirección X-X:

NIVEL	$\Delta_{entrepisomax}$	$\Delta_{entrepisomin}$	$\Delta_{prom}$	$0.5*0.007*3$	$\Delta_{prom}<0.5*0.007*3$
7	0.0007	0.0006	0.00065	0.0105	CUMPLE
6	0.0007	0.0007	0.00070	0.0105	CUMPLE
5	0.0007	0.0006	0.00065	0.0105	CUMPLE
4	0.0006	0.0006	0.00060	0.0105	CUMPLE
3	0.0006	0.0005	0.00055	0.0105	CUMPLE
2	0.0004	0.0004	0.00040	0.0105	CUMPLE
1	0.0004	0.0003	0.00035	0.012075	CUMPLE

En la dirección Y-Y:

NIVEL	$\Delta_{entrepisomax}$	$\Delta_{entrepisomin}$	$\Delta_{prom}$	$0.5*0.007*3$	$\Delta_{prom}<0.5*0.007*3$
7	0.0039	0.0034	0.00365	0.0105	CUMPLE
6	0.004	0.0035	0.00375	0.0105	CUMPLE
5	0.004	0.0036	0.00380	0.0105	CUMPLE
4	0.004	0.0036	0.00380	0.0105	CUMPLE
3	0.0037	0.0033	0.00350	0.0105	CUMPLE
2	0.0033	0.003	0.00315	0.0105	CUMPLE
1	0.0031	0.0026	0.00285	0.012075	CUMPLE

#### 4.7.4 Junta de Separación Sísmica:

Es necesario establecer una distancia mínima “s” de separación de nuestra estructura con la edificación vecina para evitar cualquier contacto durante la ocurrencia de un sismo. La Norma establece que esta separación no sea menor que:

- $\frac{2}{3}$  de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes (no se tiene esta información).
- $s = 3 + 0.004 (h - 500)$

- $s > 3\text{cm}$

Donde:

s y h en centímetros

h es la distancia medida desde el nivel de terreno natural hasta el nivel donde se evaluará el valor de s.

Nuestra edificación tiene una altura (a nivel de azotea) de  $h=22.80\text{m}$  y tomando el segundo criterio de análisis se obtiene:

$$s=3+0.004(2280-500)=10.12\text{cm}$$

El tercer criterio de análisis nos dice que  $s>3\text{cm}$ , del cálculo anterior deducimos que sí cumple.

La Norma también nos dice que el edificio debe estar retirado de edificaciones existentes o lotes edificables una distancia no menor a  $2/3$  del desplazamiento máximo calculado ni menor que  $s/2$ . Tomaremos el desplazamiento máximo en la dirección Y-Y ya que en esta dirección es más crítica:

$$\text{Desp máx. (Y-Y)} = 2.60\text{cm}$$

$$2/3(2.60)=1.73\text{cm}=2\text{cm}$$

$$s/2=10.12/2=5.06\text{cm}=5.1\text{cm}$$

De los valores calculados anteriormente tomamos como el valor que nos define la junta de separación sísmica  $S=10.2\text{cm}$ .

#### 4.7.5 Fuerzas Horizontales:

##### 4.7.5.1 Fuerza cortante mínima en la base:

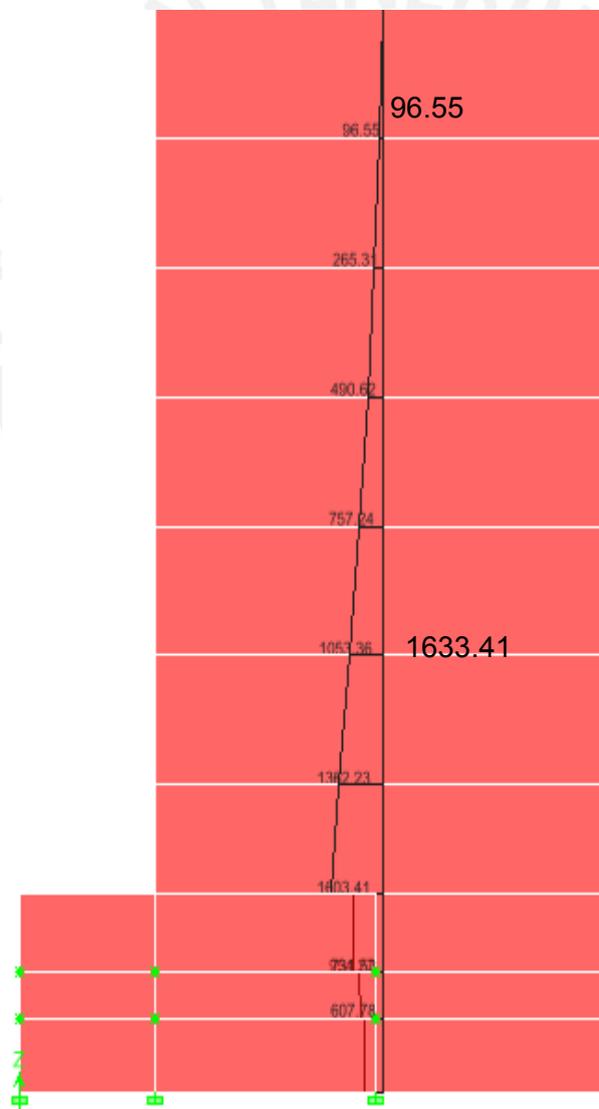
Nuestra edificación al ser calificada como regular (*Ver 4.3 Configuración Estructural*) deberá contar con una cortante en la base no menor al 80% del valor de V calculado en el análisis estático (en ambas direcciones). Del análisis dinámico obtenemos:

Dirección	X-X	Y-Y
Análisis Dinámico	116.68	158.09
Análisis Estático	90.17	218.86
80% de Vestático	72.13	175.09
Factor de escala	-	1.11

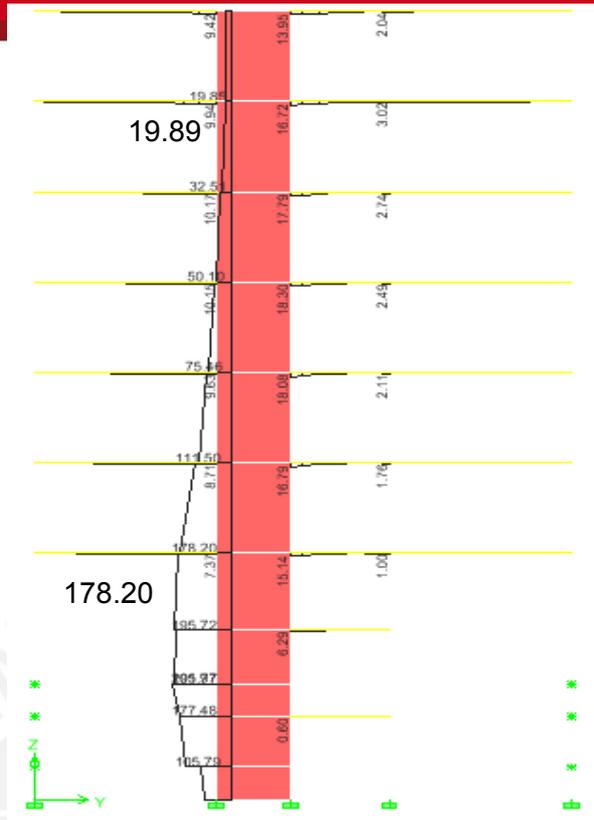
Como vemos en la dirección X-X se utilizará un factor de escala de 1.5 mientras que en la dirección Y-Y se usará un factor de 1.11

A continuación se muestran los resultados del análisis sísmico (DMF y DFC) de las placas 1 y 4 (en las direcciones X e Y respectivamente) a manera de ejemplo

Diagrama de momentos flectores (tnxm):

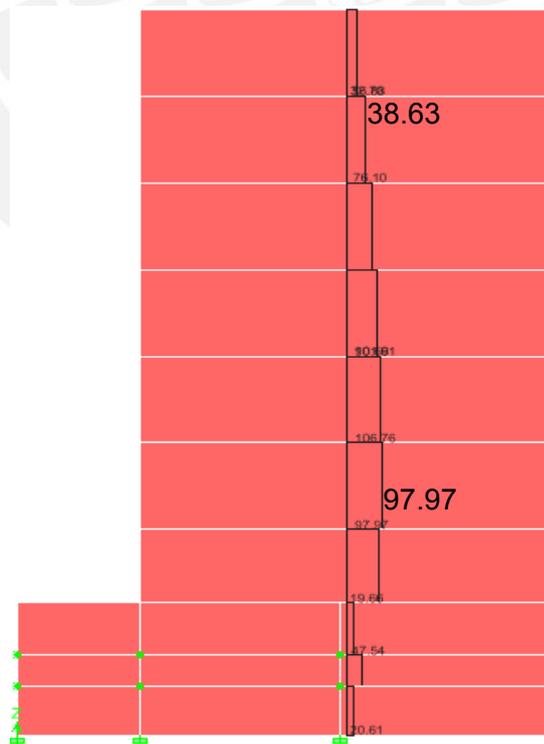


Placa 1 (SISMO X-X)



Placa 4 (SISMO Y-Y)

Diagrama de Fuerzas Cortantes (tn):



Placa 1 (SISMO X-X)





## CAPITULO 5: DISEÑO DE CONCRETO ARMADO

### 5.1 Metodología del diseño:

Para el caso de las edificaciones convencionales se suele hacer el dimensionamiento de secciones y establecer cuantías de refuerzo teniendo en cuenta el estado límite último de rotura o agotamiento, lo que se denomina Diseño por Resistencia. Posteriormente se realiza la comprobación de estos valores para asegurarnos del cumplimiento de estas frente a los estados límites de servicio. Se procede de esta manera ya que se debe tener en cuenta el no poner en riesgo a los ocupantes de estas edificaciones y asegurarnos de que sus componentes estructurales sean capaces de resistir las cargas a las que serán sometidas en su vida útil.

#### 5.1.1 Diseño por flexión:

Para el diseño por flexión debemos tener en cuenta de considerar secciones críticas tanto para los momentos negativos (a la cara de los apoyos) como para los momentos positivos (al interior de la luz del elemento). A continuación nombraremos las cuatro hipótesis básicas a tener en cuenta para el diseño por flexión:

- ✓ Las secciones planas permanecen planas (Hipótesis de Navier). Esta hipótesis se cumple sólo para vigas esbeltas y deja de tener validez para vigas de gran peralte.
- ✓ No existe deslizamiento entre el acero de refuerzo y el concreto alrededor suyo, es decir las deformaciones en ambos elementos se consideran iguales.
- ✓ Se puede desprestigiar la resistencia en tracción del concreto.
- ✓ Los esfuerzos del acero y concreto pueden ser calculados a partir de sus deformaciones a través de las relaciones constitutivas del acero y del concreto.

Como se vio inicialmente, el diseño en concreto armado pasa por la comparación entre las resistencias suministradas versus las resistencias requeridas. Para ello se debe calcular entonces las resistencias nominales y afectarlas por el factor de reducción de carga. En este caso se alcanzará esta resistencia nominal cuando el acero llegue al esfuerzo de fluencia o cuando el concreto llegue a su deformación máxima. El tipo de falla dependerá entonces de la cuantía de acero que se coloque en la sección. Definimos el término cuantía como la relación entre el área de acero de refuerzo en una sección y el área de la misma:

$\rho$  :  $A_s / bd$

$\rho$  : Cuantía de acero

$A_s$  : Área de acero de refuerzo

$b$  : Ancho de la sección

$d$  : Peralte efectivo de la sección

A partir de lo mencionado anteriormente podemos establecer las siguientes definiciones:

Falla balanceada: Se denomina falla balanceada cuando el concreto alcanza la deformación de agotamiento al mismo tiempo que el acero de refuerzo alcanza la deformación de fluencia.

Falla de tracción en el acero (sección sub esforzada): Cuando el acero entra en fluencia antes que el concreto alcance la deformación máxima. Es un tipo de falla dúctil y es la deseada en el diseño de elementos que trabajan a flexión.

Falla de Compresión en el concreto (sección sobre esforzada): Cuando el concreto alcanza la deformación máxima antes que el acero entre en fluencia. Es un tipo de falla frágil y la Norma no permite este tipo de fallas en elementos que trabajan a flexión.

Cuantía máxima: La Norma E060 limita la cuantía máxima al 75% de la balanceada, de tal forma que se asegure un tipo de falla dúctil

Cuantía mínima: La Norma E060 establece una cuantía mínima tal que se garantice que la resistencia de la sección fisurada sea por lo menos 1.5 veces mayor que el momento flector causante del agrietamiento en dicha sección.

### 5.1.2 Diseño por Flexo-Compresión:

Existen muchas combinaciones de carga axial y momento flector que pueden agotar la capacidad de una columna dado que el momento nominal de una columna depende de la carga axial y viceversa. Al aumentar las cargas exteriores también lo harán las fuerzas en la sección de la columna produciendo una eventual falla de la misma. Si se previene una falla temprana por cortante, existen tres posibilidades de falla por flexo compresión, estas son:

- ✓ Falla a excentricidad constante: Cuando la carga axial y el momento crecen a la misma velocidad.
- ✓ Falla a carga axial constante: Cuando se incrementa el momento y la carga axial se mantiene casi constante.
- ✓ Falla a momento constante: Cuando se incrementa la carga axial y el momento flector se mantiene casi constante.

Sabemos que es posible determinar algunas ecuaciones con las que se puede calcular la resistencia de una sección si se tiene la geometría y la distribución del refuerzo o si contamos con las solicitaciones requeridas  $P_u$ ,  $M_u$  también se puede determinar el refuerzo necesario. Estas ecuaciones son bastantes complejas, por lo que se simplifica utilizando un Diagrama de Interacción tanto para el análisis como para el diseño. Estos diagramas describen completamente la resistencia de una sección sometida a flexo compresión y se construyen siguiendo las mismas hipótesis utilizadas para el diseño por flexión. El procedimiento es sencillo, consta básicamente en asumir una sección reforzada y construir el Diagrama de Interacción afectando los valores nominales con el factor  $\phi$  y el factor  $\alpha$  (correspondiente a la carga axial). Una vez obtenido esto sólo basta con identificar los pares  $M_u$  y  $P_u$  (obtenidos de las combinaciones) que se encuentren dentro del diagrama de diseño.

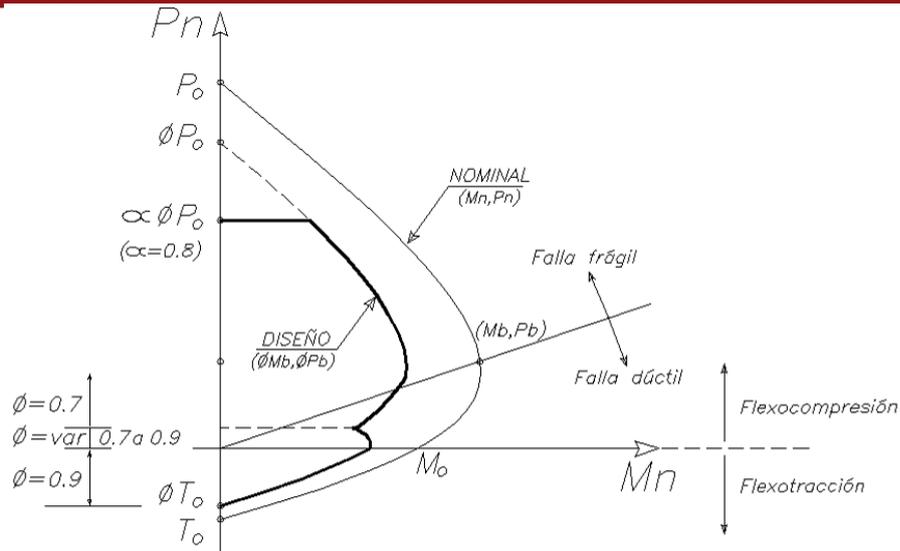


Fig. 5.1.2 Diagrama de interacción nominal y de diseño

### 5.1.3 Diseño por Corte:

E concreto no falla por corte sino por los esfuerzos de tracción diagonal originados por las cargas externas, por lo tanto la resistencia al corte depende de la resistencia en tracción del concreto. Lo ideal es hacer prevalecer la falla por flexión que es una falla dúctil y no súbita como lo es una falla por corte (Diseño por Capacidad). La capacidad en corte de una sección reforzada viene dada por el aporte tanto del acero de refuerzo como del concreto, es decir:

$$\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c$$

Donde:

$\phi=0.85$  (factor de reducción)

$V_n$  : Resistencia nominal a corte

$V_c$ : Resistencia a corte del concreto,  $V_c= 0.53\sqrt{f' c} b d$

$V_s$ : Resistencia al corte del estribo perpendicular al eje del elemento.

$$V_s = A_v f_y d / s$$

Siendo  $A_v$  el área del refuerzo por corte y "s" el espaciamiento del refuerzo.

Podemos concluir que una sección al no resistir las fuerzas cortantes últimas, debe presentar estribos perpendiculares a manera de refuerzo.

## 5.2 Diseño de losas macizas:

Se muestra a continuación a manera de ejemplo el diseño de los paños 9 y 10 de la losa de techo del 1er sótano, para ello haremos uso del “Método de Coeficientes para Losas Apoyadas en Vigas o Muros” indicado en el Capítulo 13 de la Norma E0.60, para ello los paños a diseñar deben cumplir con ciertos requisitos que se mencionan a continuación:

- Cada paño de losa debe estar apoyado en todo su perímetro sobre vigas peraltadas o sobre muros. El peralte de las vigas será como mínimo  $1/15$  de la luz libre o 1,5 veces el espesor de la losa, el que sea mayor.
- Los paños de las losas deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos, no mayor de dos.
- Las longitudes de paños contiguos medidos centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor.
- Todas las cargas deben ser de gravedad y estar uniformemente distribuidas en todo el paño. La carga viva no debe exceder de dos veces la carga muerta, ambas en servicio

Como se observa los paños a diseñar cumplen con los requisitos mencionados, entonces podemos emplear el método indicado anteriormente.

### 5.2.1 Diseño por flexión:

A continuación se muestra en planta los paños a diseñar y el modelo que asumiremos.

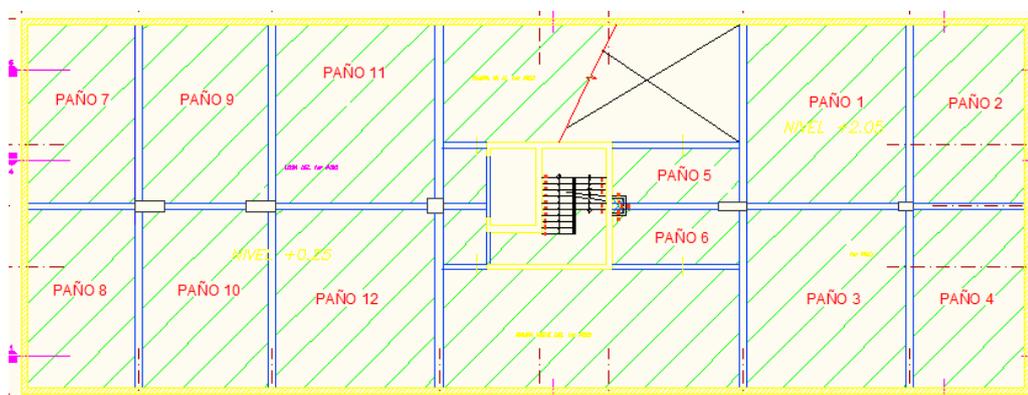


Fig. 5.2.1a Vista en planta de paños 9 y 10

El paño 9/10 se puede representar como empotrado en los cuatro lados, entonces tenemos:

$$A= 5.00\text{m}, B=7.13\text{m y } A/B=5.00/7.13=0.70$$

Los momentos de flexión para las franjas centrales se calcularán por medio de las expresiones:

$$M_a=C_a(w_u)A^2 \text{ y } M_b=C_b(w_u)B^2$$

donde:

$M_a$ : Momento de flexión en la dirección A

$M_b$ : Momento de flexión en la dirección B

$C_a$ : Coeficiente de momentos indicado en las Tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la Norma E0.60 para la dirección corta.

$C_b$ : Coeficiente de momentos indicado en las Tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la Norma E0.60 para la dirección larga.

$W_u$ : Carga última uniformemente repartida por unidad de área de losa que es de 1.14 tn/m ( $W_m=0.508\text{tn/m}$  y  $W_v=0.25\text{tn/m}$ )

Así tendremos para la carga muerta:

$$M_a(-)= 2.10; M_b(-)= 0.98, M_a(+)=0.53; M_b(+)=0.25$$

Para la carga viva:

$$M_a(+)=0.52; M_b(+)=0.26$$

Finalmente tendremos:

$$M_a(-)=2.10; M_b(-)=0.98; M_a(+)=1.05; M_b(+)=0.51$$

Todos los momentos están expresados en  $\text{tnxm}$ .

El acero mínimo de la losa maciza se calculará con la siguiente relación:

$$A_s \text{ min}=0.0018\text{bxh}=3.06\text{cm}^2, \text{ (dado que: } b=100\text{cm, } h=17\text{cm)}$$

El acero requerido será (considerando un  $d=17-3=14\text{cm}$ ):

Acero Negativo en la dirección a-a:  $As^-_a$

$K_u = 2102 \times 10^2 / (100 \times 14^2) = 10.72 \Rightarrow \rho = 0.46\% \Rightarrow As^-_a = 6.44 \text{ cm}^2$ , entonces:

$$1\phi^{3/8}''@20\text{cm} + 1\phi^{3/8}''@20\text{cm}$$

Acero Negativo en la dirección b-b:  $As^-_b$

$K_u = 982 \times 10^2 / (100 \times 14^2) = 5.01 \Rightarrow \rho = 0.35\% \Rightarrow As^-_b = 4.9 \text{ cm}^2$ , entonces:

$$1\phi^{3/8}''@20\text{cm} + 1\phi^{3/8}''@40\text{cm}$$

Acero Positivo en la dirección a-a:  $As^+_a$

$K_u = 1054 \times 10^2 / (100 \times 14^2) = 5.38 \Rightarrow \rho = 0.16\% \Rightarrow As^+_a = 3.06 \text{ cm}^2$

entonces:  $1\phi^{3/8}''@20\text{cm}$

Acero Positivo en la dirección b-b:  $As^+_b$

$K_u = -512 \times 10^2 / (100 \times 14^2) = -2.61$  (Muy baja cuantía)  $\Rightarrow As^+_b = 3.06 \text{ cm}^2$  (Cuantía mínima)

entonces:  $1\phi^{3/8}''@20\text{cm}$

### 5.2.2 Diseño por corte:

No es posible colocar refuerzo transversal que resista las fuerzas de corte última, por lo tanto será la sección de concreto la que debe resistir. Si la fuerza cortante es mayor que la proporcionada por el concreto se aumentará el peralte de losa.

$$V_u \leq \phi V_c, \quad \text{donde:} \quad V_c = 0.53 b_w d \sqrt{f'_c} \quad \text{y} \quad \phi = 0.85$$

En la figura 5.2.2a se aprecia una franja de la losa de 1m de ancho a la cual se le aplicó las solicitaciones de carga viva y carga muerta amplificadas por los factores de la norma:

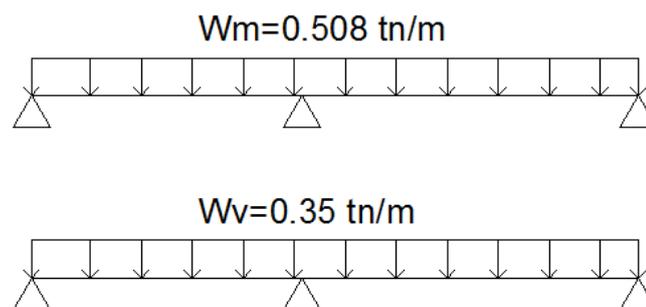


Fig. 5.2.2a Cargas muerta y viva aplicadas sobre franja de losa

El resultado del diagrama de fuerzas cortantes resultantes de la combinación: 1.4CM+1.7Cv es:

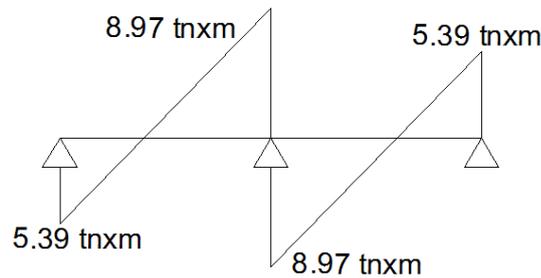


Fig. 5.2.2b DFC sobre franja de losa

De la figura 5.2.2b se aprecia que la fuerza cortante más desfavorable es  $V_u=8.97$  ton, entonces:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \sqrt{210} = 9.14 \text{ ton} > V_u \Rightarrow \text{ok}$$

Se observa que la resistencia del concreto es ligeramente mayor que la fuerza cortante actuante sobre el apoyo y considerando que el valor de  $V_u$  a tomar es a una distancia "d" del apoyo se puede concluir que el peralte de la losa es el correcto para resistir los esfuerzos de corte.

### 5.3 Diseño de losas aligeradas:

El uso de losas aligeradas es muy común en nuestro país, siendo estas una variante de las losas nervadas, con la diferencia que los espacios entre viguetas de concreto son completados con bloques de arcilla o ladrillos de techo. El diseño de losas aligeradas se realiza considerando únicamente las cargas de gravedad (muertas y vivas) que actúan sobre ellas, las que originan a su vez esfuerzos de flexión y corte. Este diseño se hace por vigueta, con un ancho inferior de 0.10m, ancho superior de 0.40m y altura total de  $h=0.25$ m, por ello en las zonas de momentos negativos la vigueta se comportará como una viga rectangular de 0.10cm de ancho y en la zona de momentos positivos se comportará como una viga rectangular de 0.40m de ancho.

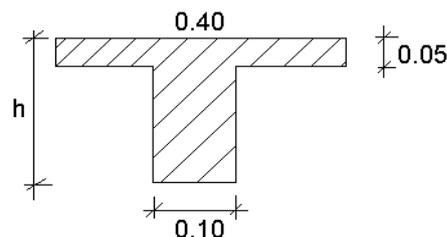


Fig. 5.3a Dimensiones de vigueta típica

Para el análisis de cargas y obtener las resistencias requeridas, se utilizará la siguiente combinación:  $U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$

Se mostrará a manera de ejemplo el diseño de un paño de losa aligerada ubicado entre los ejes 2 y 4.

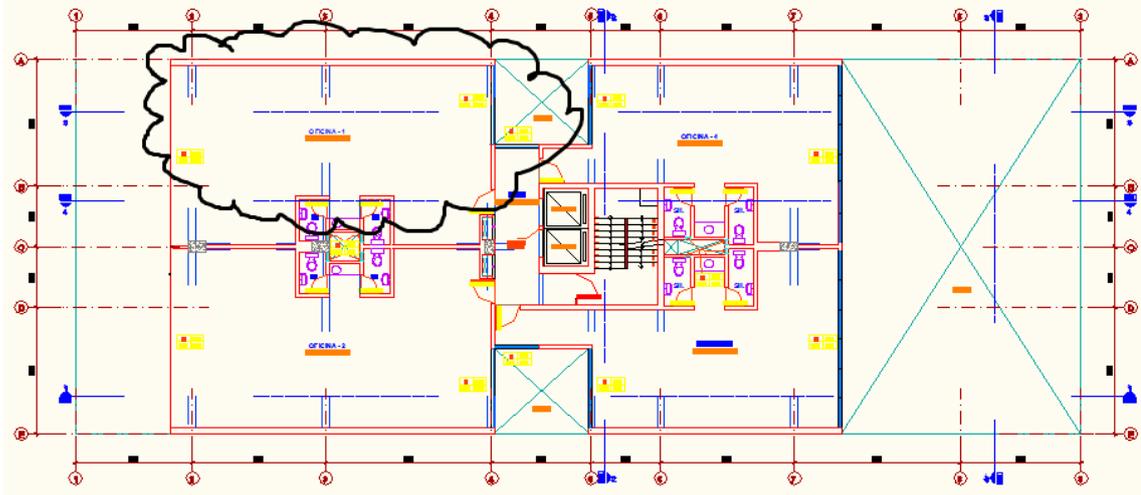


Fig. 5.3b Paño de losa aligerada típica para diseño

### 5.3.1 Diseño por flexión:

Tenemos las siguientes cargas de servicio para la vigueta típica a diseñar:

$$W_m = 0.18 \text{ tn/m}$$

$$W_v = 0.10 \text{ tn/m}$$

Amplificando las cargas tenemos las siguientes demandas:

$$W_u = 1.4W_m + 1.7W_v = 1.4 (0.18) + 1.7 (0.1) = 0.422 \text{ tn/m}$$

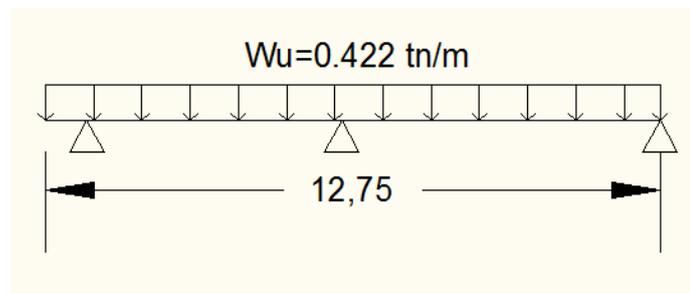


Fig. 5.3.1a Carga última sobre modelo de vigueta.

## 5.3.1.1 Acero mínimo y balanceado en aligerados:

En la tabla 5.3.1.1 se observan los valores de acero mínimo y balanceado de acuerdo a la norma E.060

Peralte (h)	Ig (cm <sup>4</sup> )	M <sup>+</sup> cr (kg.m )	M <sup>-</sup> cr (kg.m)	A <sup>+</sup> s min	A <sup>-</sup> s min	A <sup>+</sup> sb	A <sup>-</sup> sb
0.17	7 275	185	370	0.53	1.17	9.35	2.97
0.20	11 800	260	505	0.61	1.29	10.00	3.61
0.25	22 700	405	750	0.74	1.47	11.05	4.67
0.30	38 430	580	1 030	0.86	1.63	12.11	5.74

Tabla 5.3.1.1 Acero mínimo y balanceado para viguetas típicas

Ig : Momento de inercia de la sección no fisurada.

M<sup>+</sup>cr : Momento de agrietamiento positivo.

M<sup>-</sup>cr : Momento de agrietamiento negativo.

A<sup>+</sup>s min, A<sup>-</sup>s min: Acero mínimo positivo y negativo según la Norma.

A<sup>+</sup>sb, A<sup>-</sup>sb : Acero balanceado para M+ y M- respectivamente.

Según el libro de Concreto Armado 1 del Ing. Gianfranco Ottazzi se tiene que *“el acero mínimo exigido por la Norma Peruana es muy elevado y la experiencia nos ha demostrado que los aligerados con armaduras negativas por debajo del mínimo exigido en la tabla precedente, se han comportado satisfactoriamente. En este caso puede utilizarse, como alternativa, un acero mínimo igual a 1.3 veces el área de acero requerida por cálculo”*.

Con los valores de Wu calculados anteriormente se tiene la siguiente Envolvente de Momentos Flectores (en kg\*m):

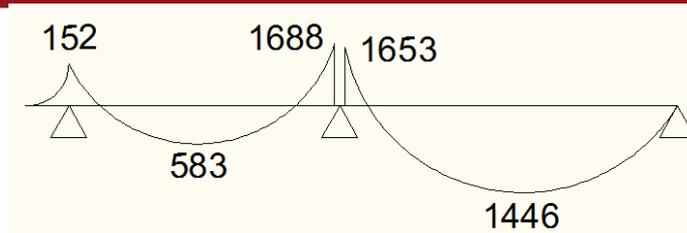


Fig. 5.3.1b DMF en vigueta

Luego se calcula el valor del área necesaria de acero para cada uno de los momentos obtenidos, tanto positivos como negativos:

$$M^+u = 168800 \text{ kg}\cdot\text{cm} \quad b=10\text{cm} \quad d=22\text{cm} \quad A_s = 2.31\text{cm}^2 = 2\emptyset 1/2$$

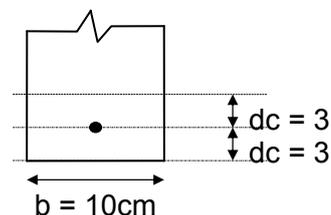
$$M^+u = 58300 \text{ kg}\cdot\text{cm} \quad b=40\text{cm} \quad d=22\text{cm} \quad A_s = 0.71\text{cm}^2 = 1\emptyset 3/8$$

$$M^+u = 144600 \text{ kg}\cdot\text{cm} \quad b=40\text{cm} \quad d=22\text{cm} \quad A_s = 1.71\text{cm}^2 = 1\emptyset 1/2 + 1\emptyset 3/8$$

En el extremo del volado sólo será necesario colocar un área de acero mínimo, entonces para guardar una armonía con el resto del diseño se colocará un refuerzo de 3/8".

#### 5.3.1.2 Control de la Fisuración:

La fisuración es uno de los estados límites de servicio el cual debemos controlar al someter los elementos estructurales a esfuerzos de flexión. Debemos recordar que bajo cargas de servicio los esfuerzos en el concreto no deberían exceder de  $0.5f_c$  aproximadamente. Es importante controlar las fisuras para evitar la corrosión en el refuerzo y la sensación de inseguridad para los ocupantes de las edificaciones. Para ello se calcula el valor del parámetro  $Z$ , donde  $Z = f_s^3 \sqrt{A \cdot d_c}$



$$Z < 31000 \text{ Kg/cm} \quad \text{en condiciones de exposición interior}$$

$$Z < 26000 \text{ Kg/cm} \quad \text{en condiciones de exposición exterior}$$

Tenemos entonces:

$$f_s = 0.6f_y$$

$$A = 2 \cdot b \cdot d_c$$

Finalmente:

$$Z = 0.6 \cdot 4200 \cdot \sqrt[3]{(3 \cdot 2 \cdot 10^3)} = 14\,228 \text{ Kg/cm} < 26000, \text{ entonces cumple.}$$

### 5.3.2 Diseño por corte:

El diseño por corte, para el caso de losas aligeradas, consiste en verificar si la sección de concreto es suficiente para resistir la fuerza cortante última en la sección crítica. Para nuestro ejemplo el valor de  $V_u$  se obtiene del diagrama de fuerzas cortantes a "d" de la cara (en kg) como se ve a continuación:

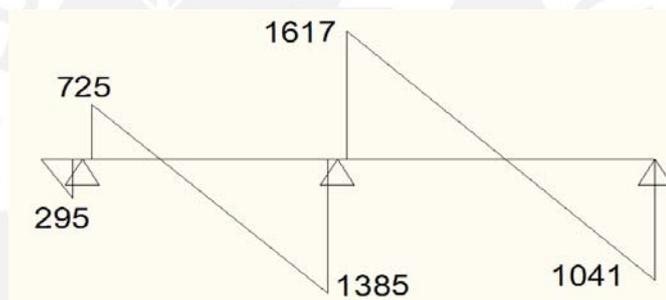


Fig.5.3.2 DFC de vigueta

Se verificará que  $V_u < \phi V_c$ , donde:

$$V_c = 1.1(0.53 b_w d \sqrt{f_c})$$

$$\phi = 0.85$$

En el caso que la fuerza cortante última sea mayor que la resistencia que proporciona la sección de concreto será necesario hacer ensanches en la vigueta, es decir, retirar de forma alternada o continua (según sea el caso) bloques de arcilla en las zonas necesarias para alcanzar las resistencias requeridas según el DFC. En nuestro ejemplo tenemos:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot (1.1 \cdot 0.53 \cdot 10 \cdot 22 \cdot \sqrt{210}) = 1580 \text{ kg}$$

$$V_d = 1617 \text{ kg} > 1580 \text{ kg} \quad (\text{No requiere ensanche})$$

### 5.3.3 Refuerzo por contracción y temperatura:

En las losas orientadas en una dirección, es necesario colocar un refuerzo perpendicular a esta para poder resistir los cambios volumétricos del concreto debido a la contracción y temperatura. La norma E060 indica colocar una cuantía de 0.0018, el cual se colocará sobre la losa de 0.05m, se tiene entonces:

$$A_s = 0.0018bt = 0.0018(100)(5) = 0.90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si colocamos varillas de 8mm, se tendrá un espaciamiento de:

$$s = 0.5\text{cm}^2/0.90\text{cm}^2 = 0.55 \cdot 100 = 55\text{cm}$$

Según el cálculo realizado, el espaciamiento debe ser 0.55m; pero la norma limita el espaciamiento a los siguientes valores:

$$S_{\text{max}} = \text{No debe exceder de cinco veces el espesor de la losa} = 5 \cdot 0.05 = 0.25\text{m}$$

$$S_{\text{max}} = \text{No debe exceder de } 400\text{mm}$$

Por consiguiente optamos por la siguiente distribución:

$$\mathbf{\varnothing 8\text{mm} @ 0.25\text{m}}$$

### 5.3.4 Corte o Doblado del Refuerzo Longitudinal:

El diseño debe también ser además de confiable, económico, para ello deben cortarse las varillas de refuerzo en las zonas donde ya no sea necesario que estas trabajen, asegurándonos que se transmitan los esfuerzos al concreto por adherencia. El corte del refuerzo se realiza usando los momentos flectores. Los puntos teóricos de corte de las armaduras negativas se calculan mediante la capacidad del acero. La norma exige que el acero no se corte exactamente en el punto teórico sino que debe prolongarse como mínimo el mayor de los siguientes valores: el peralte efectivo "d" o 12 veces el diámetro de barra. Lo explicado anteriormente se grafica de la siguiente manera:

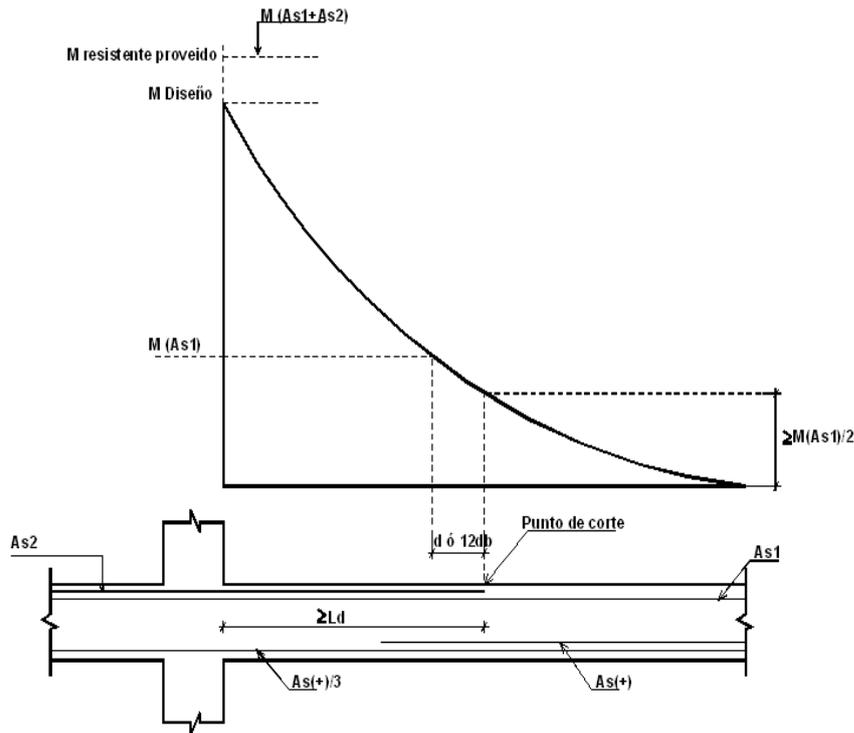


Fig. 5.3.4 Corte de refuerzo longitudinal

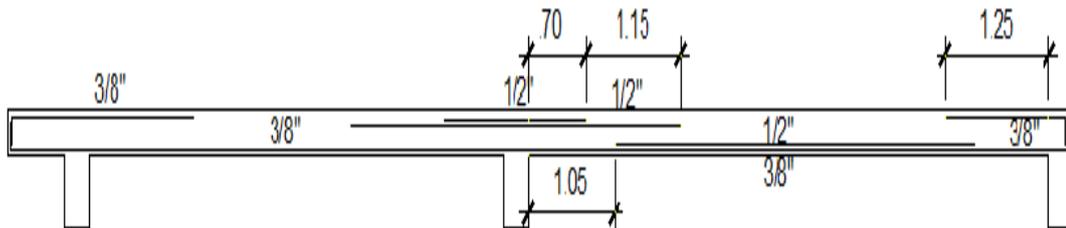


Fig. 5.3.5 Esquema final de vigueta

#### 5.4 Diseño de vigas:

Las vigas son elementos cuya función principal es la de transmitir las cargas de gravedad hacia las placas y columnas; además cumplen con la función de absorber los esfuerzos generados por las deformaciones laterales de los pórticos en los que se encuentran producidos por los sismos. Las vigas serán diseñadas para resistir esfuerzos de flexión y corte, considerando el efecto de las cargas de gravedad y sismo, para ello consideraremos las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

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

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm \text{CS}$$

A manera de ejemplo se mostrará el diseño de la viga del segundo nivel V-202 (0.30x0.65m)

#### 5.4.1 Diseño por flexión:

Luego del análisis por cargas de gravedad vistas en el capítulo 3 y considerando el efecto del sismo en la estructura se obtienen las resistencias requeridas. A partir de ellas podemos comenzar el diseño por flexión.

##### 5.4.1.1 Acero mínimo en vigas:

El acero mínimo a colocar en vigas rectangulares tal que el momento resistente sea mayor que el momento de agrietamiento, viene dado por la siguiente fórmula

$$A_{smin} := \frac{.70 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d}{f_y}$$

Reemplazando la fórmula anterior obtenemos:

$$A_{smin} = 4.27 \text{ cm}^2$$

##### 5.4.1.2 Acero necesario en vigas:

Luego de obtener la envolvente de momento flector de la viga a diseñar, se procede a calcular el acero de refuerzo necesario, para ello calculamos el valor de  $K_u$  y con ello el valor de  $\rho$ . Se utiliza la siguiente expresión:

$$K_u = M_u / b d^2$$

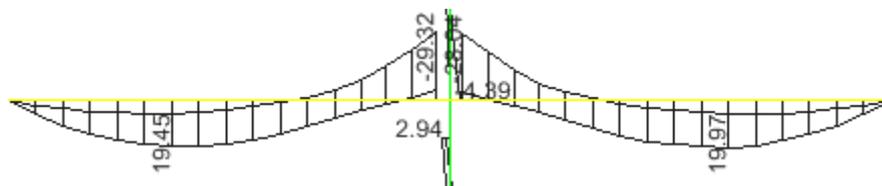


Fig. 5.4.1.2 Envolvente de Momento Flector en  $\text{tn}\cdot\text{m}$  para viga V-202

Para nuestro ejemplo tenemos:

$$M_u(-) = 29.32 \text{ tn}\cdot\text{m} \quad K_u = 28.07 \quad \rho = 0.82 \quad A_s = 14.56 \text{ cm}^2 = 2\text{Ø}1'' + 1\text{Ø}1'' = 15.30 \text{ cm}^2$$

$$M_u(+)=19.97 \text{ tn}\cdot\text{m} \quad K_u=19.12 \quad \rho=0.54 \quad A_s=9.56 \text{ cm}^2 = 2\emptyset 1''=10.20\text{cm}^2$$

#### 5.4.1.3 Requisitos para el armado de vigas

Para el armado de vigas sismo resistentes debemos tener en cuenta lo siguiente:

- Se debe tener como mínimo dos barras corridas tanto en la parte superior como en la parte inferior de la viga para permitir el armado de los estribos, por tal motivo en el ejemplo del diseño en flexión de la viga mostrada, notamos que para el momento negativo tenemos dos valores (29.32 y 28.04  $\text{tn}\cdot\text{m}$ ) de los cuales elegimos el más crítico con el fin de elegir un solo juego de refuerzo que satisfaga ambas solicitaciones al encontrarse en una misma zona. Para el momento positivo tenemos también dos valores (19.97 y 19.45) pero ubicados en diferentes zonas lo que nos permitiría en un inicio pensar en colocar un el refuerzo necesario en cada sector; pero al tener en cuenta el primer requisito mencionado, se elige dos barras corridas con un diámetro de 1" lo que satisface ambas solicitaciones. El refuerzo elegido no debe ser menor de  $\frac{1}{4}$  del área máxima requerida en los nudos ni menor que el refuerzo mínimo por flexión. De acuerdo a esto tenemos:

Refuerzo elegido corrido superior e inferior:

$$2\emptyset 1''=10.20\text{cm}^2 > A_{s\text{mín}}=4.27\text{cm}^2 \text{ (Ver 5.4.1.1 Acero mínimo en vigas)}$$

$$2\emptyset 1''=10.20\text{cm}^2 > \frac{1}{4} \cdot 13.04=3.26\text{cm}^2, \text{ donde } 13.04\text{cm}^2 \text{ es el área máxima requerida en los nudos.}$$

- La resistencia al momento positivo en la cara del nudo (extremo inferior del tramo) no será menor que  $\frac{1}{3}$  de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo (extremo superior). De acuerdo a esto tenemos:

$$M(+)\text{ resistente en el nudo}=2\emptyset 1''=10.20\text{cm}^2 > \frac{1}{3} \cdot M(-)\text{ resistente en el mismo nudo}=\frac{1}{3} \cdot 15.30=5.10\text{cm}^2$$

En el ejemplo anterior se hablan de momentos pero se muestran las áreas del refuerzo a colocar, es válido suponer que las áreas de refuerzo y los momentos suministrados son proporcionales, es decir, si cumple la condición para la cantidad de refuerzo colocado también cumplirá para el momento suministrado por este refuerzo.

#### 5.4.2 Diseño por Corte:

La capacidad de resistir esfuerzos de corte por parte de una viga está dada por el aporte tanto del concreto como del refuerzo (estribo), según esto:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s; \text{ donde } \phi = 0.85$$

$$V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

Para nuestra viga tenemos la siguiente envolvente de fuerzas cortantes:

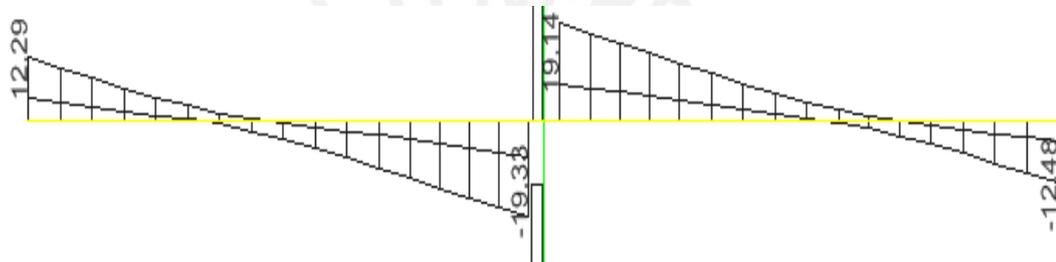


Fig. 5.4.2 Envolvente de Fuerza Cortante en tn para viga V-202 (0.30x0.65m)

La Norma permite tomar como valor de  $V_u$ , el esfuerzo cortante a una distancia “d” tomada desde la cara del apoyo, entonces tenemos:

$$V_u = 16.66 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} = 11.55 \text{ tn}$$

Como  $V_u > \phi V_c$ , necesitaremos refuerzo de acero (estribos)

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 8.05 \text{ tn}$$

$s = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 58.59 \text{ cm}$  (aprox. 55cm); donde “s” es el espaciamiento de estribos y  $A_v$  es el área del refuerzo que cruza la grieta.

La Norma establece un límite para la resistencia proporcionada por los estribos la cual no debe exceder de:  $V_s < 2.1 \cdot (\sqrt{f_c}) \cdot b \cdot x \cdot d$ . Así tenemos:

$$2.1 \cdot (\sqrt{f_c}) \cdot b \cdot x \cdot d = 53.86 \text{ tn} > V_s$$

Además:

Si  $V_s < V_s \text{ lim}$ , entonces  $S_{\text{max}} = d/2 \text{ } \hat{=} 0.60 \text{ m}$  (el menor valor) y

Si  $V_s > V_s \text{ lim}$ , entonces  $S_{\text{max}} = d/4 \leq 0.30m$ ; donde  $V_s \text{ lim} = 1.1x(\sqrt{f'c})xbxd$

En nuestro caso:

$V_s \text{ lim} = 28.21 \text{tn} > V_s = 8.05 \text{tn}$ , entonces  $S_{\text{max}} = d/2 = 0.30m$

La Norma también propone ciertos requerimientos para el diseño por corte para elementos que resisten sismo, entre ellos tenemos:

La fuerza cortante de los elementos en flexión deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas. Es decir:

$V_u = V_{u \text{ isostático}} + (M_a + M_b)/L_n$ , donde  $M_a$  y  $M_b$  son los momentos nominales reales que tiene la viga en los extremos de la luz libre; además de lo anterior, los estribos deberán cumplir con los siguientes requerimientos:

- ✓ Los estribos serán cerrados y el diámetro mínimo será de 3/8".
- ✓ La zona de confinamiento de los estribos será de 2 veces el peralte efectivo de la viga, medida desde la cara del nudo hacia el centro de la luz, y el espaciamiento de éstos ( $S_o$ ) no deberá exceder al menor de los siguientes valores:  $d/4$ ,  $8d_b$  ó  $30 \text{ cm.}$ , siendo "d" el peralte efectivo de la viga y "db" el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- ✓ El primer estribo deberá ubicarse a la mitad del espaciamiento  $S_o$  ó  $5 \text{ cm.}$
- ✓ El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no excederá de  $d/2$ .

Teniendo en cuenta lo descrito en el párrafo anterior, para la viga V202 (0.30x0.65m) se tiene:

Como es una viga de dos tramos simétrica se puede analizar cualquiera de ellos. Para ello consideramos:

$A_s(-) = A_{s \text{ der}} = 2\emptyset 1" + 1\emptyset 3/4" = 13.04 \text{cm}^2$ ;  $M_a = 29.43 \text{tn} \cdot \text{m}$

$A_s(+) = A_{s \text{ izq}} = 2\emptyset 1" = 10.2 \text{cm}^2$ ;  $M_b = 23.51 \text{tn} \cdot \text{m}$

$V_{u \text{ isostático}} = W_u \cdot l_n / 2 = 14.90 \text{tn}$

$V_u = 14.90 + (29.43 + 23.51) / 7.03 = 22.43 \text{tn} > 16.66 \text{tn}$  ( $V_u$  del DFC). Luego:

$V_s = (V_u / 0.85) - V_c = (22.43 / 0.85) - 13.59 = 12.79 \text{tn}$

$$s=0.275\text{m}$$

Luego tomando las consideraciones de espaciamiento de los estribos indicados anteriormente tenemos:

$$\text{Longitud de zona de confinamiento}=2d=2(0.59)=1.18\text{m}$$

Espaciamiento máximo ( $S_{\text{max}}$ ) entre los siguientes valores:

$$S_{\text{max}}=\frac{1}{4}d=0.14\text{m}$$

$$S_{\text{max}}=8(d_b)=0.48\text{m}$$

$$S_{\text{max}}<0.30\text{m}$$

Espaciamiento fuera de la zona de confinamiento:

$$S<d/2=0.295\text{m}$$

Finalmente la distribución de estribos queda de la siguiente manera:

$$\square 1@0.05\text{m}, 8@0.15\text{m}, \text{resto}@0.25\text{m}$$

#### 5.4.3 Corte y doblado del refuerzo longitudinal:

Según el diagrama de momento flector podemos determinar el corte del refuerzo longitudinal, en el caso de la viga V-202, debemos determinar la longitud de corte del refuerzo negativo en el apoyo central. Para nuestra viga tenemos:

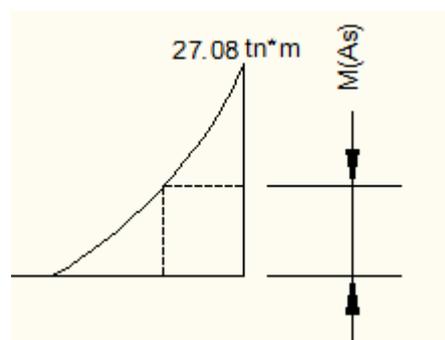


Fig. 5.4.3 Corte de refuerzo longitudinal en vigas

Asumiendo que los momentos requeridos son proporcionales a las áreas de refuerzo suministradas obtenemos una longitud de corte de:

$$X=1.21+d=1.80\text{m (aprox.)}$$

#### 5.4.4 Longitud de anclaje:

Para que el concreto y el acero trabajen en conjunto es necesario que estén adheridos entre sí. La adherencia representa una fuerza a lo largo del perímetro de las barras, y será necesaria una cierta longitud para poder desarrollarla, a dicha longitud se le llama longitud de anclaje ( $L_{dg}$ ).

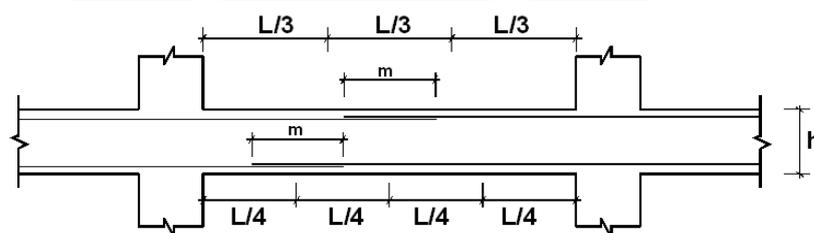
#### 5.4.5 Ganchos estándar:

Por otro lado, todas las barras que anclen en sus extremos con placas o columnas terminarán en un gancho estándar siempre y cuando la longitud de desarrollo en tracción ( $L_{dg}$ ) medida desde la sección crítica hasta el borde exterior del doblez, sea mayor que  $318db/\sqrt{f'_c}$ ,  $8db$  ó  $15\text{ cm}$ .

#### 5.4.6 Empalme por Traslape del Refuerzo:

Los empalmes traslapados se deberán realizar en las zonas de esfuerzos bajos. Estas zonas se encuentran en el tercio central del tramo para el refuerzo superior y en los tercios laterales para el refuerzo inferior. En los elementos que resisten los esfuerzos del sismo, los traslapes no deberán hacerse dentro de la zona localizada a “d” de la cara del nudo.

El siguiente esquema muestra a las zonas como las más favorables para los empalmes:



Ø	Valores de m		
	Refuerzo Inferior H cualquiera	Refuerzo Superior H 30    H 30	
3/8"Ø	0.40	0.40	0.45
1/2"Ø	0.40	0.40	0.50
5/8"Ø	0.50	0.45	0.60
3/4"Ø	0.60	0.55	0.75
1"Ø	1.15	1.00	1.30

**Empalmar menos del 50%  
de las varillas**

Fig. 5.4.6 Longitud de Anclaje

La longitud de los empalmes “m” se determina de acuerdo al tipo de empalme (A, B o C) y al diámetro de la barra de acero.

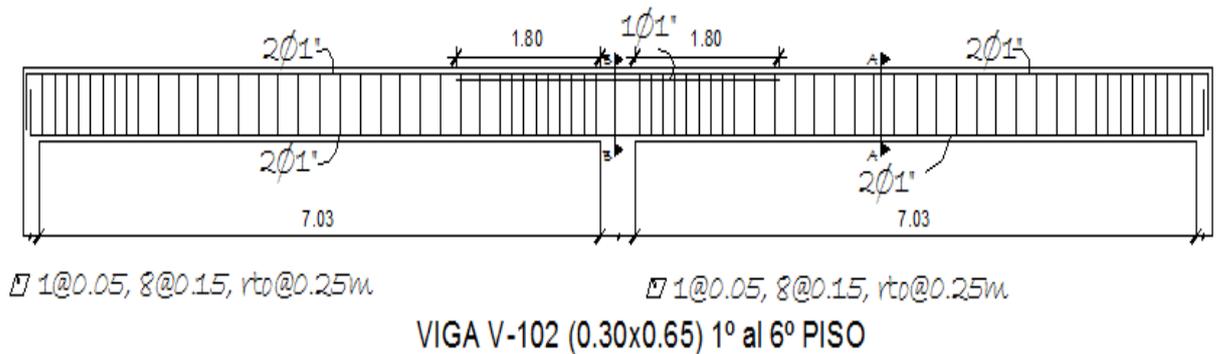


Fig. 5.4 Diseño final de viga V-202

### 5.5 Diseño de columnas:

Las columnas trabajan resistiendo principalmente fuerzas axiales tanto de compresión como de tracción, el diseño de las mismas se hace considerando los efectos de corte, cargas axiales y momentos flectores, a estos últimos dos efectos combinados se le denomina flexo compresión y el diseño es similar al diseño por flexión. Una manera de diferenciar el comportamiento de una columna con una viga es calcular la carga axial que soporta, si  $P_u < 0.1 \cdot A_g \cdot f'_c$  ( $A_g$ : área bruta de la sección) el elemento deberá diseñarse por flexión, caso contrario se diseñará por flexocompresión. A manera de ejemplo se diseñará la columna C-1 (0.45x1.20m) del segundo sótano.

#### 5.5.1 Diseño por flexo compresión

Las columnas serán diseñadas para resistir cargas axiales y esfuerzos de flexión y corte como se mencionó anteriormente, considerando el efecto de las cargas de gravedad y sismo, para ello consideraremos las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4 CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25 (CM+CV) +/- CS$$

$$U = 0.9CM +/- CS$$

Tenemos entonces para la Columna C-1 (0.45x1.20m) del 1er piso:

CARGA	P	M2	M3
CM	-190.20	0.19	0.46
CV	-59.85	0.03	-0.07
SISXX	5.91	0.17	1.45
SISYY	0.69	2.80	0.16

Combinaciones	X-X			Y-Y		
	Pu (tn)	M2(tn*m)	M3(tn*m)	Pu (tn)	M2(tn*m)	M3(tn*m)
1.4CM+1.7CV	370.50	0.60	-2.40	370.50	0.60	-2.40
1.25(CM+CV)+CS	320.70	1.00	0.00	315.40	6.70	-1.90
1.25(CM+CV)-CS	308.80	0.10	-4.10	314.10	-5.60	-2.20
0.9CM+CS	178.70	0.80	0.80	173.40	6.50	-1.00
0.9CM-CS	166.80	-0.10	-3.20	172.10	-5.80	-1.40

De donde:

$$P_u = 370\,500 \text{ kg}$$

$$a = 0.90 \text{ m y } b = 0.45 \text{ m}$$

$$0.1 \cdot A_g \cdot f_c = 0.1 \cdot 210 \cdot 90 \cdot 45 = 85\,050 \text{ kg} < 370\,500 \text{ kg (diseño por flexo compresión).}$$

Para el diseño por flexo compresión se utilizarán los Diagramas de Interacción (Ver 5.1.2 *Diseño por Flexo Compresión*). La norma limita la cantidad de acero longitudinal a cuantías entre 1% y 6% del área bruta de la sección. En la figura 5.5.1 se muestran los diagramas de interacción finales para ambas direcciones, para una distribución de refuerzo de 12Ø1", lo que da una cuantía aproximada del 1.30% respetando así las secciones dadas por la Arquitectura y la cuantía mayor a 1%.

Se observa que las cargas aplicadas son básicamente fuerzas axiales, y que en ambos casos la sección presenta gran capacidad para admitir a las cargas últimas a pesar de contar sólo con la cuantía mínima. También se aprecia que el diagrama para momentos flectores con dirección en Y es más holgado.

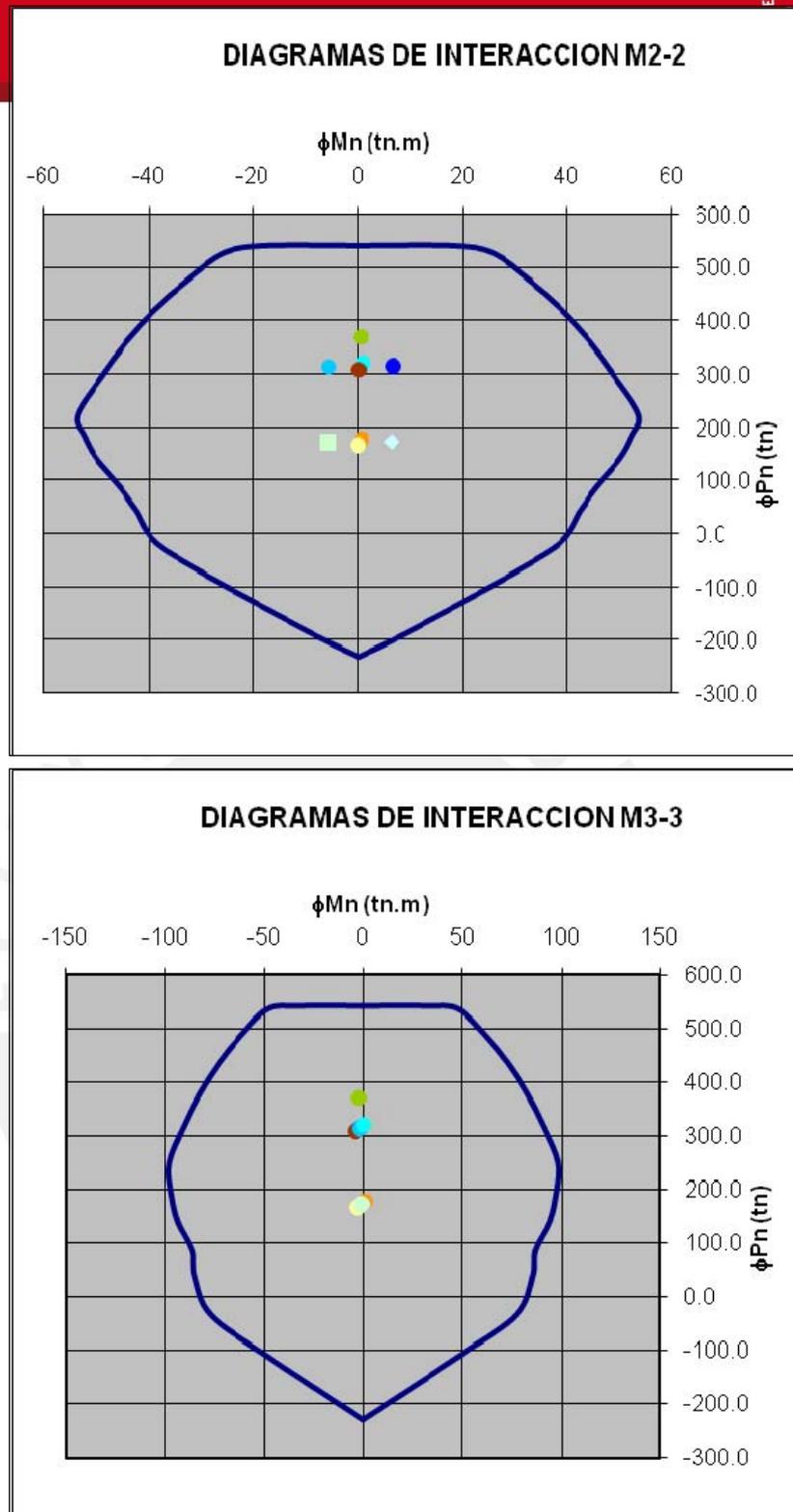


Fig. 5.5.1 Diagrama de Interacción de columna C-1 (0.90x0.45m)

5.5.2 Diseño por cortante:

La fuerza cortante de diseño ( $V_u$ ) será determinada a partir de los momentos nominales ( $M_n$ ) en los extremos de la luz libre asociados a la fuerza axial ( $P_u$ ) que de

cómo resultado el mayor momento nominal posible. Las resistencias nominales de flexión se determinan a partir del diagrama de interacción respectivo para cada una de las direcciones de análisis.

$$V_u = (M_{n_{inf}} + M_{n_{sup}}) / h_n < \phi (V_c + V_s)$$

Donde  $M_{n_{inf}}$  y  $M_{n_{sup}}$  son los momentos nominales inferior y superior en los extremos de la altura libre "h" de la columna. Hay que tener en cuenta que la Norma limita el refuerzo máximo de acero a la resistencia en corte de una sección con la siguiente expresión:

$$V_{u_{max}} = \phi (V_c + 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d) = 2.6 \phi \sqrt{f'_c} b_w d$$

Si  $V_u$  excede el valor de  $V_{u_{max}}$  se deberá aumentar la resistencia del concreto o en su defecto se deberá modificar las dimensiones de la sección de la columna. Esta limitación tiene su razón de ser en el hecho de evitar la falla del concreto comprimido antes de que se inicie la fluencia del refuerzo de acero (estribos).

Al igual que en el diseño por corte de vigas se debe calcular la resistencia aportada tanto por el concreto como por el refuerzo, para el primer caso la Norma propone la siguiente expresión:

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

Donde:

$N_u = 178.70 \text{ tn}$ , es la carga axial última (kg)

$A_g = 4050 \text{ cm}^2$ , es el área bruta de la sección ( $\text{cm}^2$ )

$h_n = 4.20 \text{ m}$ , es la altura de entrepiso (primer nivel)

Para la columna C-1 (0.90x0.45m) tenemos:

$M_{ni} = 99.29 \text{ tn}\cdot\text{m}$

$M_{ns} = 99.29 \text{ tn}\cdot\text{m}$

$V_u = (M_{ni} + M_{ns}) / h_n = 47.28 \text{ tn}$

$V_{u_{max}} = 2.6 * 0.85 * \sqrt{210} * 41 * 90 = 118.17 \text{ tn}$ , cumple ( $V_{u_{max}} > V_u$ )

$V_c = 0.53 * 41 * 90 * \sqrt{210} (1 + 178.70 / 4050) = 29.59 \text{ tn}$

$V_s = V_u / 0.85 - V_c = 26.03 \text{ tn}$

Para el cálculo de “s” se tiene la siguiente relación:

$$V_s = A_v f_y d / s$$

$$s = 9.39 \text{ cm (aprox. 10cm)}$$

### 5.5.3 Requisitos para el espaciamiento de estribos en columnas:

- Se deberá colocar estribos en ambos extremos de la columna hasta una longitud “Lo” medida desde la cara del apoyo, la cual define a la zona de confinamiento. Se deberá tomar el mayor de los siguientes valores:  $l_o \geq H_n / 6$ ;  $l_o = 0.45m$ ;  $l_o =$  la máxima dimensión de la sección transversal.
- Los estribos dentro de la zona de confinamiento tendrán un espaciamiento “s” no mayor a los siguientes valores: “s”  $\leq$  La mitad de la dimensión más pequeña de la sección; “s” = 0.225m.
- El primer estribo dentro de la zona de confinamiento se colocará máximo a 5 cm. de la cara del apoyo.
- Los estribos fuera de la zona de confinamiento tendrán un espaciamiento “s”, que no excederá los siguientes valores: “s”  $\leq 16 d_b$ ; “s” = la menor dimensión del elemento; “s” = 30cm.
- Dentro del nudo el espaciamiento “s”  $\leq (A_v f_y) / (7.0 b)$ , sin exceder de 15 cm.

De acuerdo a lo descrito en los párrafos anteriores definimos la distribución de estribos para la columna C-1 (0.45x1.20m) del ejemplo:

$$2 \{ +2 \square 3/8" 1 @ 0.05, 9 @ 0.10, rto @ 0.30m$$

### 5.5.4 Anclaje y empalme por traslape del refuerzo:

Los empalmes en las columnas deben hacerse en las zonas de menor esfuerzo y donde el confinamiento no ocasiona dificultad en el armado, esto es en el tercio central de la luz libre. Todas las barras se empalmarán cumpliendo la longitud de desarrollo en compresión, este valor será como mínimo  $L = 0.007 f_y d_b$  o  $L = 0.30m$ .

El fierro longitudinal vertical de las columnas al llegar al último nivel debería anclar con el Ldg y doblar a una distancia de  $12d_b$ , sin embargo por criterios prácticos se han uniformizado todos los dobleces a  $0.30\text{cm}$ , que es lo que se necesita para el fierro de  $\varnothing 1''$ .

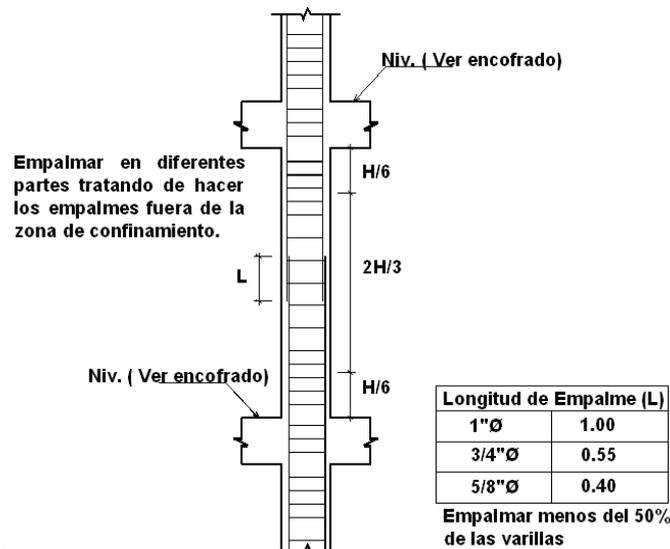


Fig. 5.5.2 Longitud de empalme en columnas

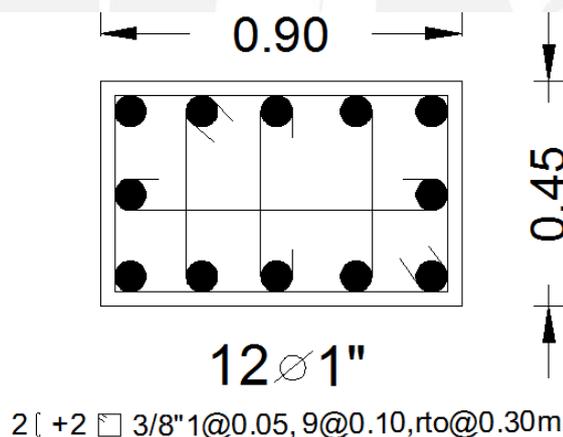


Fig. 5.5.3 Diseño final de columna C1 (0.90x0.45m)

### 5.6 Diseño de placas:

Las placas o muros de corte son elementos que resisten tanto cargas axiales como cargas laterales debido al sismo y su diseño es similar al diseño de columnas, es decir se diseña por flexocompresión y cortante, al tener estos elementos gran rigidez lateral, absorben valores significativos de fuerza cortante lo que produce como consecuencia grandes momentos.

Se mostrará como ejemplo el diseño de la placa P-2 (0.20x10.15m)

### 5.6.1 Diseño por flexo compresión:

Para poder diseñar un muro sometido a esfuerzos de flexión, lo primero es verificar que los muros sean esbeltos, esto se da si se cumple la relación  $H/L > 1$ , es decir si la relación entre la altura total de la placa y su longitud es mayor o igual a la unidad. En nuestro caso para la placa P-2 tenemos:

$$H=22.50\text{m}$$

$$L=10.15$$

$$H/L=2.21 > 1; \text{ entonces sí cumple}$$

Luego de esta pequeña verificación debemos elegir de manera tentativa una distribución de acero vertical a lo largo de la longitud del muro y concentrado en los extremos y en las zonas donde llegan vigas perpendiculares al plano de la placa siempre y cuando estas representen cargas importantes, el refuerzo vertical distribuido deberá cumplir con la cuantía mínima establecida según la Norma E060 y el acero concentrado en los extremos deberán estar confinados por estribos como en el caso de las columnas.

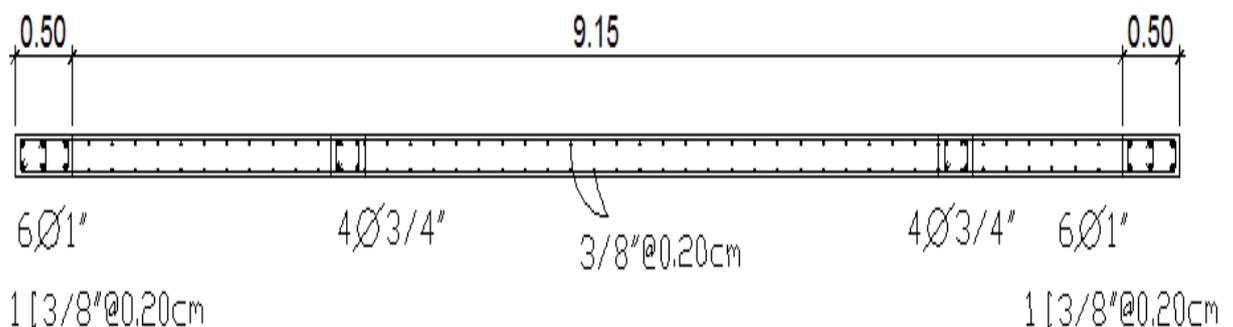


Fig. 5.6.1a Armadura de Placa P-2

Luego de elegir la distribución de acero se generará el diagrama de interacción para la sección dentro del cual se ubicarán los pares  $M_u$ ,  $P_u$  obtenidos de las combinaciones establecidas en la Norma E060.

Combinaciones	Pu (tn)	Mu3-3 (tn.m)	Mu2-2 (tn.m)
1.4CM+1.7CV	352.2	286.9	0.8
1.25(CM+CV)+CS	307.9	1440.7	1.2
1.25(CM+CV)-CS	299.7	-950.8	0.2
0.9CM+CS	187.0	1334.5	0.9
0.9CM-CS	178.8	-1057.0	0.0
1.25(CM+CV)+CS	328.3	468.9	9.6
1.25(CM+CV)-CS	279.3	21.0	-8.2
0.9CM+CS	207.4	362.7	9.3
0.9CM-CS	158.4	-85.2	-8.4

Cargas últimas en Placa P-2

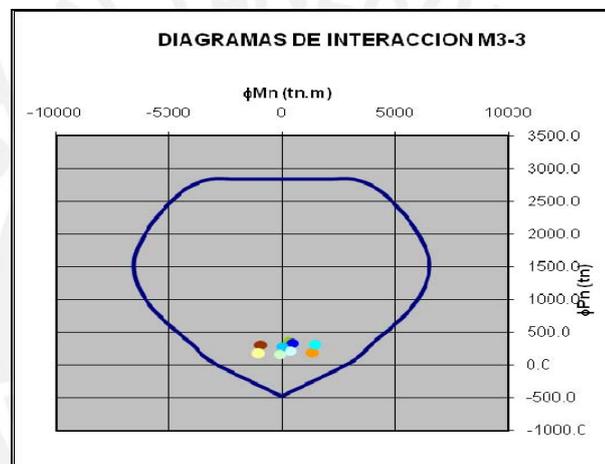


Fig. 5.6.1b Diagrama de Interacción M3-3

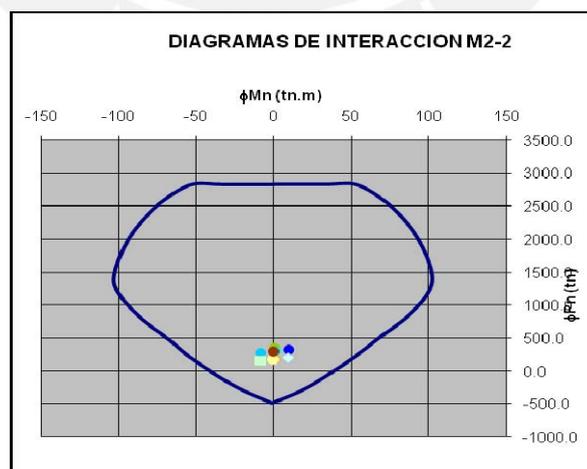


Fig. 5.6.1c Diagrama de Interacción M2-2

Observamos que las cargas últimas de diseño se encuentran dentro de los diagramas de interacción generados, podemos seguir entonces adelante con el diseño de la placa P-2.

### 5.6.3 Diseño por Cortante:

Al diseñar por cortante las placas, lo que se buscará de acuerdo a las recomendaciones del diseño antisísmico, es que éstas tengan una mayor resistencia al corte que a la flexión de tal modo que su falla sea de tipo dúctil y no frágil, por esta razón la Norma nos presenta una fórmula para el cálculo de  $V_u$  diseño, en la que se amplifica el mayor valor de los cortantes obtenidos de las combinaciones de diseño, por unos factores que a continuación se presentan:

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

Donde:

$V_u$  = Fuerza cortante de diseño

$V_{ua}$  = Fuerza cortante proveniente del análisis

$M_{ur}$  = Momento nominal de la sección asociado a  $P_u$ , obtenido con el refuerzo realmente colocado.

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

Entonces tenemos para un  $P_u$  de 138.14tn un  $M_{ur}$  asociado de 3917.09tn\*m, luego:

$$V_u = 112.45 * (3917.09 / 1440) = 305.88 \text{tn}$$

Además el cortante de diseño deberá cumplir con la siguiente condición:

$$V_u \leq \phi V_n, \text{ donde } V_n = V_c + V_s \leq 2.6 t d \sqrt{f_c}$$

$$V_u < 2.6(20)(1015) \sqrt{210} = 764.85 \text{ tn (cumple)}$$

El cortante resistido por el concreto se podrá evaluar con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * t * d$$

Así tenemos:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * (20) * (1015) = 124.73 \text{ tn}$$

La distancia “d” es la longitud medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de las fuerzas en tracción del refuerzo y se deberá determinar por medio de un análisis basado en la compatibilidad de las deformaciones, de no hacerse este análisis la distancia “d” puede ser tomada como 0.8L.

#### 5.6.4 Refuerzo horizontal mínimo:

Si  $V_u > \phi V_c$  se colocará refuerzo horizontal por corte, el área de este se calcula con la expresión:

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

$$s = A_v f_y d / V_s$$

Así tenemos:

$$V_s = (305.88 / 0.85) - 124.73 = 235.11 \text{ tn}$$

$$s = (2 * 0.71)(4200)(0.8)(1015) / 235109 = 20.60 \text{ cm}$$

Además deberá cumplir con la cuantía mínima:  $\rho_h \geq 0.0025$

$$\text{Si } V_u \leq 0.5 \phi V_c, \rho_h \geq 0.0020$$

Comprobando que  $\rho_h \geq 0.0025$ , tenemos:

$$\rho_h = 2(0.71) / 20 \times 20 = 0.00355 \geq 0.0025 \text{ (cumple)}$$

El espaciamiento del refuerzo no será mayor que:

- L/5
- 3t
- 0.45m

Este refuerzo horizontal se deberá anclar en los extremos confinados de la placa de tal forma que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

Finalmente obtenemos una distribución horizontal de:

$$\phi 3/8'' @ 0.20\text{m}$$

### 5.6.5 Refuerzo vertical mínimo:

La cuantía vertical ( $\rho_v$ ) está dada por la siguiente expresión:

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

$$\text{Si } V_u \leq 0.5\phi V_c, \rho_v \geq 0.0015$$

Comprobando que  $\rho_v \geq 0.0025 + 0.5(2.5 - H/L)(\rho_h - 0.0025)$ , tenemos:

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5(2.5 - 22.50/10.15)(0.00355 - 0.0025) = 0.00264$$

Si asumo que  $\rho_v = \rho_h$ , entonces  $0.00264 \leq 0.00355$  (cumple)

El espaciamiento no deberá ser mayor de:

- $L/3$
- $3t$
- $0.45m$

Para muros con espesores mayores a  $0.25m$  se colocará refuerzo vertical y horizontal en ambas caras o en el caso nuestro que se tiene una placa de  $0.20m$  de espesor se puede colocar la malla de refuerzo en ambas caras para una mejor distribución del acero.

Finalmente obtenemos una distribución vertical de:

$$\phi 3/8'' @ 0.20m$$

### 5.7 Diseño de Cimentación:

La cimentación es la estructura encargada de transmitir las cargas de los elementos verticales al terreno, estas cargas producen un esfuerzo que no debe ser mayor al esfuerzo admisible del terreno para así evitar asentamientos en el terreno no deseables. Para poder realizar el diseño de la cimentación es necesario tener información acerca de las propiedades del terreno, para lo cual es necesario valernos de un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) a partir del cual podamos elegir el tipo de cimentación adecuada teniendo. Para la elaboración del presente documento se asumieron características correspondientes a un terreno ubicado en el distrito de Miraflores y estas son:

Perfil del Suelo	: Tipo S1
Presión Admisible del Terreno ( $\sigma_a$ )	: 3.0 kg/cm <sup>2</sup>
Peso Unitario del Suelo ( $\gamma$ )	: 2.00 ton/m <sup>3</sup>
Angulo de Fricción del Terreno ( $\phi$ )	: 35°

En el siguiente proyecto se tienen diferentes tipos de cimentación como son: zapatas aisladas, zapatas conectadas y zapatas combinadas. A manera de ejemplo se presenta el diseño de la zapata aislada Z-2 la cual recibe a la Columna C-2 (0.45x1.20m).

#### 5.7.1 Diseño de zapata Z-2 aislada:

Se muestran los momentos y cargas axiales con las cargas en servicio

Cargas	P (tn)	My (tnxm)	Mx (tnxm)
carga muerta	336.0	1.2	0.1
carga viva	80.0	0.7	0.0
carga sismo x	3.2	0.9	0.1
carga sismo y	1.7	0.1	1.4

##### 5.7.1.1 Dimensionamiento de la zapata:

Las zapatas deberán diseñarse para que transmitan al terreno una presión menor a la admisible. Para el cálculo de la presión ejercida sobre el terreno se trabaja con las cargas de gravedad y las cargas de sismo, ambas en servicio.

$$A = P / \bar{\sigma}$$

Donde P es la suma de cargas en servicio (cargas muertas y vivas) las cuales se pueden amplificar entre 5% a 10% dependiendo de la capacidad portante del suelo. En nuestro caso se consideró un valor de 5%. Luego de un proceso iterativo se obtienen los siguientes valores de B y L.

$$B = 3.65\text{m} \quad \text{y} \quad L = 4.40\text{m}$$

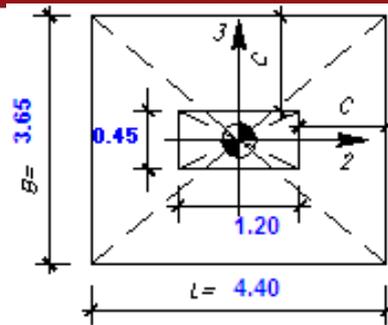


Fig.5.7.1.1 Vista en planta de zapata Z-2

Se considera volados de igual dimensión ( $c=1.60\text{m}$ ) para asegurarnos que el acero de refuerzo repartido sea el mismo en ambas direcciones.

Verificación con cargas de gravedad:

$$\sigma_x = P/A \pm 6 \cdot M_x / B \cdot L^2 < \sigma_a$$

$$\sigma_y = P/A \pm 6 \cdot M_y / B^2 \cdot L < \sigma_a$$

DIRECCIÓN	$\sigma_{\text{máx}}$ (tn/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{mín}}$ (tn/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{adm}}$ (tn/m <sup>2</sup> )
Y-Y	29.64	29.23	30.00
X-X	29.70	29.16	30.00

Como se observa en el cuadro anterior, se obtienen esfuerzos actuantes por cargas de gravedades menores que la carga admisible en el terreno.

Verificación con Momentos de sismo en X e Y:

La norma permite un incremento del 30% de la presión admisible en caso de verificar la presión incluyendo el sismo por ser éste un suceso eventual.

DIRECCIÓN	$\sigma_{\text{máx}}$ (tn/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{mín}}$ (tn/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{adm}}$ (tn/m <sup>2</sup> )	$1.30 \cdot \sigma_{\text{adm}}$
Y-Y	30.07	29.11	30.00	39.00
X-X	29.99	29.19	30.00	39.00

Como se ve en el cuadro anterior, pasa la verificación por sismo

5.7.1.2 Determinación de la reacción amplificada del Suelo:

Debido al predominio, en magnitud, de las cargas axiales y por ende el predominio de las cargas de gravedad, el diseño lo gobierna la primera combinación, por esta razón se suele amplificar a la capacidad admisible efectiva por un factor promedio de entre 1.5 y 1.53, y así obtener directamente el esfuerzo último con el que se continuará con el diseño. Para efectos prácticos procederemos con el diseño tomando una carga repartida uniforme de 43.19 tn/m<sup>2</sup> en toda la superficie de contacto de la zapata.

Combinaciones	Pu(tn)	Mu(tn.m)	qmin	qmax	qu(tn/m2)
1.4M+1.7V	686.97	4.83	42.37	43.19	43.19
1.25(M+V)+S	594.03	5.84	36.49	37.48	37.48
1.25(M+V)-S	587.69	2.16	36.41	36.78	36.78
0.9M+S	352.98	3.68	21.67	22.29	22.29
0.9M-S	346.64	-0.09	21.59	21.58	21.58

5.7.1.3 Diseño por cortante:

Se asume que la zapata actúa como viga, con una sección crítica ubicada a una distancia “d” de la cara de la columna o placa. Se asume un valor h=0.85m ya que con ese valor de peralte se cumplen las verificaciones tanto por cortante como por punzonamiento. La resistencia del concreto es:

$$d = h - 0.10 = 0.85 - 0.10 = 0.75\text{m}$$

$$Vud = \sigma_u (c-d) = 43185.17(1.60-0.75) = 36707.39 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} * d * 100 = 48962.74 \text{ kg}$$

Se verifica que  $\phi V_c \geq Vud$

5.7.1.4 Diseño por punzonamiento:

El corte por punzonamiento está relacionado a un comportamiento de la zapata similar al de una losa en dos direcciones; Para poder resistirlo, la zapata deberá contar con un peralte h (en nuestro caso es h=0.85m) que sea capaz de aportar una suficiente área de concreto en la sección crítica. Dicha sección está localizada a de “d/2” de la cara de la columna o placa. ( $B_{\text{columna}} = 1.20\text{m}$  y  $P_{\text{columna}} = 0.45\text{m}$ )

$$d = h - 0.10 = 0.85 - 0.10 = 0.75\text{m}$$

$$Vud = \sigma_u (BL - (B_{\text{columna}} + d))(P_{\text{columna}} + d) = 592500.50 \text{ kg}$$

$$\phi Vc = \phi 1.06 \sqrt{f'c} * 2(B_{\text{columna}} + P_{\text{columna}} + 2d)*d = 616930.51 \text{ kg}$$

Se verifica que  $\phi Vc \geq Vud$

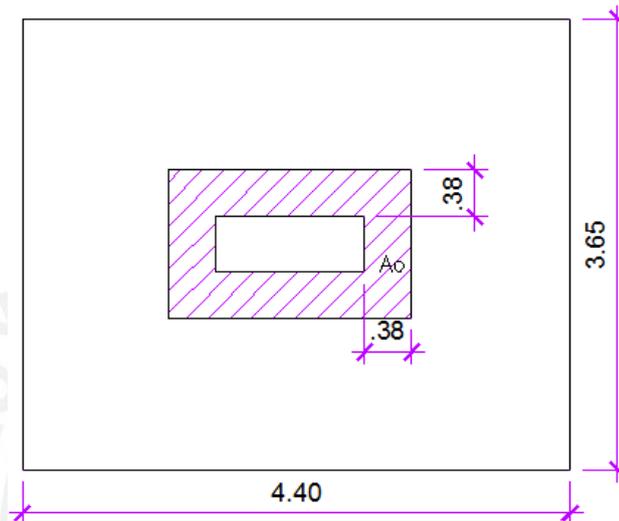


Fig. 5.7.1.4 Sección crítica capaz de aportar resistencia al punzonamiento

#### 5.7.1.5 Diseño por flexión:

El diseño por flexión considera que los extremos de la zapata actúan como vigas en voladizo, Este cálculo dará a conocer el área del acero de refuerzo que necesita la zapata para soportar el momento de diseño de la sección crítica, ubicado en la cara de los elementos verticales.

$$d = 0.85 - 0.10 = 0.75\text{m}$$

$$Mu = \sigma_u * c^2 / 2 = 55.28 \text{ tn*m}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot \left[ d - 0.50 \left[ d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi 0.85 f'c \cdot 1.0}} \right] \right]}$$

$$\phi = 0.90$$

$A_s = 20.13 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_s \text{ colocado} = 20.4 \text{ cm}^2/\text{m} = \emptyset 1'' @ 0.25\text{m}$

Finalmente se tiene para la zapata Z-2:

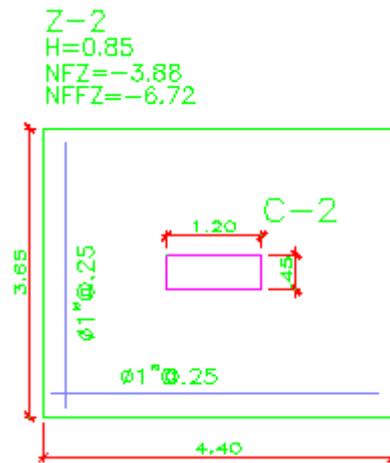


Fig. 5.7.1.5 Diseño final de zapata Z-2

### 5.7.2 Diseño de zapata conectada

En nuestra edificación encontramos placas perimetrales como es el caso de la placa P-1 que se encuentra ubicada en el límite de propiedad. Por ello este elemento necesita una cimentación excéntrica. El procedimiento de análisis dependerá de la dirección de este elemento. En la dirección longitudinal, el dimensionamiento es similar al de una zapata aislada convencional, la diferencia está en que estos elementos están sometidos a mayores momentos flectores producto de las cargas sísmicas. En la dirección perpendicular donde existe excentricidad es necesario emplear elementos que tomen dicho efecto por lo cual será necesario vigas de cimentación conectadas a cimentaciones cercanas.

A continuación presentaremos el diseño de la zapata Z-5 correspondiente a la placa P-1, que es similar al de la zapata aislada mostrada anteriormente con la única diferencia que al tener predominio de momentos flectores, el diseño será gobernado por la segunda combinación  $(1.25(CM+CV)+S)$ . A continuación se presentan las cargas en servicio obtenidas del modelo tridimensional.

Cargas	P (tn)	My (tnxm)	Mx (tnxm)
carga muerta	403.0	0.1	18.6
carga viva	46.0	0.0	5.1
carga sismo x	19.3	0.1	787.5
carga sismo y	5.8	0.8	254.1

5.7.2.1 Dimensionamiento de la zapata:

Como se mostró anteriormente, este es un proceso iterativo en donde se busca obtener las dimensiones de la zapata que cumplan con transmitir presiones menores a la admisible por el terreno donde estarán cimentadas. Aumentando el valor de la carga P en servicio (suma de carga viva y muerta) en un 5% y considerando un valor de volado c=0.80m, se obtienen los siguientes valores de B y L:

B=14.50m y L= 1.85m

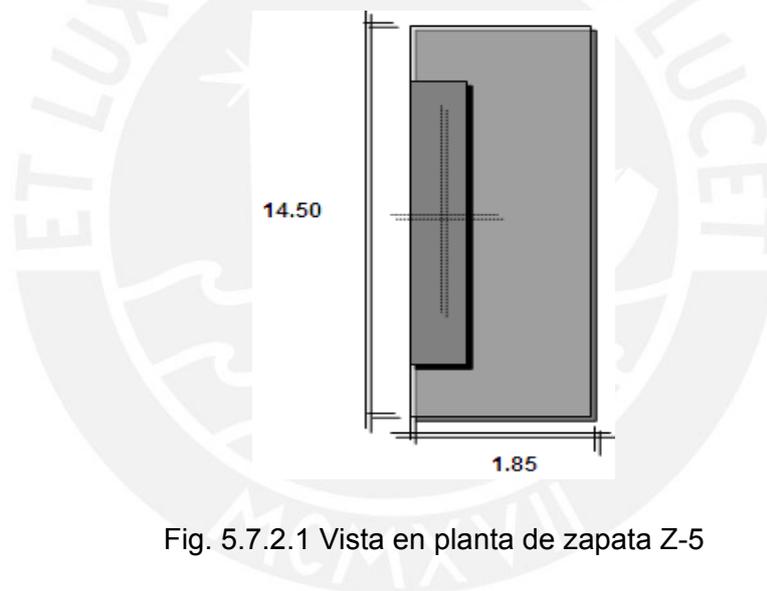


Fig. 5.7.2.1 Vista en planta de zapata Z-5

Verificación con cargas de gravedad:

$$\sigma_x = P/A \pm 6 \cdot M_x / B \cdot L^2 < \sigma_a$$

$$\sigma_y = P/A \pm 6 \cdot M_y / B^2 \cdot L < \sigma_a$$

DIRECCIÓN	$\sigma_{\text{máx}}$ (tn/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{min}}$ (tn/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{adm}}$ (tn/m <sup>2</sup> )
Y-Y	19.70	19.64	30.00
X-X	20.44	18.90	30.00

Como se observa en el cuadro anterior, se obtienen esfuerzos actuantes por cargas de gravedades menores que la carga admisible en el terreno.

Verificación con Momentos de sismo en X e Y:

La norma permite un incremento del 30% de la presión admisible en caso de verificar la presión incluyendo el sismo por ser éste un suceso eventual.

DIRECCIÓN	$\sigma_{\text{máx}}$ (tn/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{mín}}$ (tn/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{adm}}$ (tn/m <sup>2</sup> )	1.30* $\sigma_{\text{adm}}$
Y-Y	21.51	19.98	30.00	39.00
X-X	31.18	9.31	30.00	39.00

#### 5.7.2.2 Determinación de la reacción amplificada del Suelo:

Debido al predominio, en magnitud, de los momentos flectores debido al sismo el diseño lo gobierna la segunda combinación, por esta razón se suele amplificar a la capacidad admisible efectiva por un factor de 1.25 y así obtener directamente el esfuerzo último con el que se diseñara. Para efectos prácticos se diseñara tomando una carga repartida uniforme de 38.97 tn/m<sup>2</sup> en toda la superficie de contacto de la zapata.

Combinaciones	Pu(Tn)	Mu(Tn.m)	qmin	qmax	qu(Tn/m <sup>2</sup> )
1.4M+1.7V	754.45	72.60	27.00	29.24	29.24
1.25(M+V)+S	678.83	886.03	11.64	38.97	38.97
1.25(M+V)-S	640.17	-761.59	35.61	12.12	12.12
0.9M+S	446.73	859.86	3.39	29.92	29.92
0.9M-S	408.07	-1041.83	31.28	-0.86	-0.86

#### 5.7.2.3 Diseño por cortante:

$$d = h - 0.10 = 0.60 - 0.10 = 0.50\text{m}$$

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * 100 * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 50 * 100 = 32.64 \text{ tn}$$

Como se puede observar los valores de corte en las caras de las placas son menores a la resistencia a corte por unidad de ancho del concreto, por ende se concluye que se cumple que la resistencia a corte es mayor que las cortantes ultimas situadas a “d” de la cara de las placas.

#### 5.7.2.4 Diseño por punzonamiento:

$$d = h - 0.10 = 0.60 - 0.10 = 0.50\text{m}$$

$$Vud = \sigma_u [BL - (h + d)(b + d)]$$

$$Vud = 653.77 \text{ tn}$$

$$\emptyset Vc = \emptyset 1.06 \sqrt{f'c} * d * (2*(b+d) + 2*(h+d)) = 1\ 847.52 \text{ tn}$$

Se verifica que  $\emptyset Vc \geq Vud$

#### 5.7.2.5 Diseño por flexión:

$$d = h - 0.10 = 0.50\text{m}$$

$$Mu = \sigma_u * c^2 / 2 = 12.47 \text{ tn} * \text{m}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot \left[ d - 0.50 \left[ d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi 0.85 f'c \cdot 1.0}} \right] \right]}$$

$$As = 6.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As \text{ colocado} = 8.46 \text{ cm}^2/\text{m} = \emptyset 1/2" @ 0.15\text{m}$$

#### 5.7.2.6 Diseño final:

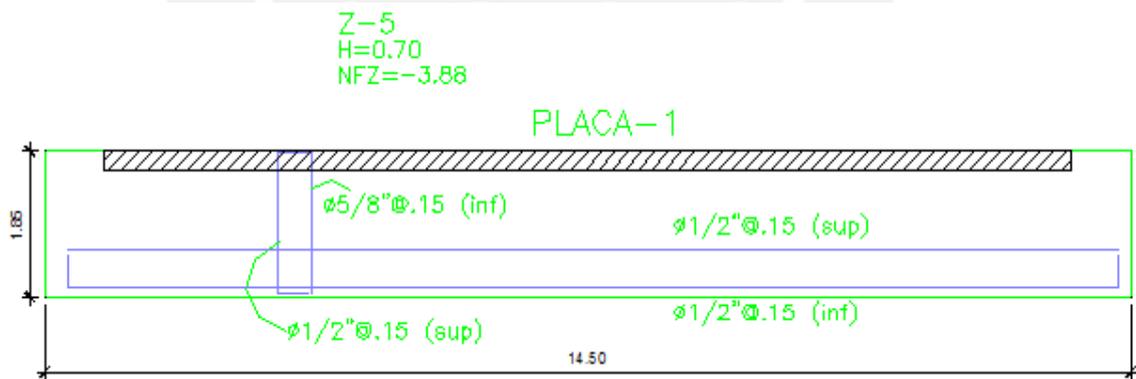


Fig. 5.7.2.6 Diseño final de zapata Z-5

#### 5.7.2.7 Verificación de Presiones Actuantes Producto de la Excentricidad:

Para el análisis en la otra dirección, se debe emplear vigas de cimentación, las cuales tienen como función principal tomar la flexión producto de la excentricidad de la carga y uniformizar la reacción del terreno en la zapata medianera.

Esta viga conectará la zapata de la placa con la de la columna, aprovechando la carga axial de esta última a manera de un contrapeso, por esta razón se verificarán las presiones actuantes en ambas cimentaciones y el levantamiento de la zapata aislada tanto para cargas de gravedad con o sin sismo.

En zapata Z-3:

Cargas	P (tn)	My (tnxm)	Mx (tnxm)
carga muerta	336.0	1.2	0.1
carga viva	80.0	0.7	0.0
carga sismo x	3.2	0.9	0.1
carga sismo y	1.7	0.1	1.4

En placa P-1:

Cargas	P (tn)	My (tnxm)	Mx (tnxm)
carga muerta	403.0	0.1	18.6
carga viva	46.0	0.0	5.1
carga sismo x	19.3	0.1	787.5
carga sismo y	5.8	0.8	254.1

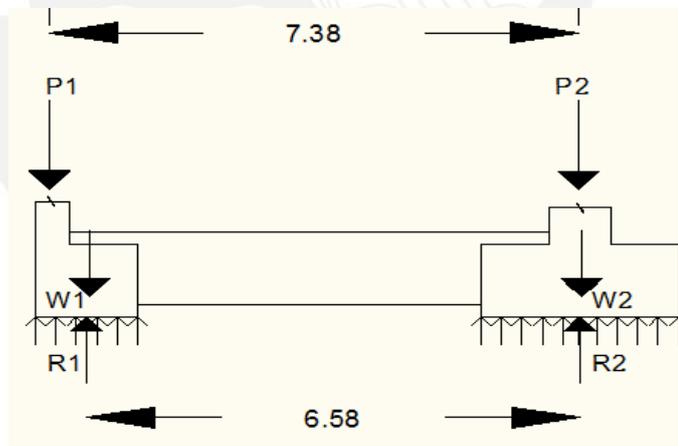


Fig. 5.7.2.7 Cargas actuantes en cimentación

$$P1 = (m+v)/3 = (403+46)/3 = 149.67 \text{ tn}$$

$$P2 = (m+v) = 336+80 = 416 \text{ tn}$$

$$W1 = 4.30 \cdot 1.85 \cdot 0.60 \cdot 2.4 = 11.45 \text{ tn}$$

$$W2 = 3.65 \cdot 4.40 \cdot 0.60 \cdot 2.4 = 23.12 \text{ tn}$$

$$R1 = 4.30 \cdot 1.85 \cdot \sigma_1 = 7.96\sigma_1$$

$$R2 = 3.65 \cdot 4.40 \cdot \sigma_2 = 16.06\sigma_2$$

$$\Sigma M = 0: 7.38(149.67) + 11.45(6.58) = 7.96\sigma_1(6.58)$$

$$\sigma_1 = 22.54 \text{ tn/m}^2$$

$$\Sigma F = 0: 149.67 + 416 + 11.45 + 23.12 = 7.96\sigma_1 + 16.06\sigma_2$$

$$\sigma_2 = 26.20 \text{ tn/m}^2$$

Tanto  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  son  $< \sigma_{adm}$

Con sismo:

$$P1 = m+v+s = (403+46+19.3)/3 = 156.10 \text{ tn}$$

$$P2 = m+v+s = 336+80+3.2 = 419.20 \text{ tn}$$

$$\Sigma M = 0: 7.38(156.10) + 11.45(6.58) = 7.96\sigma_1(6.58)$$

$$\sigma_1 = 23.45 \text{ tn/m}^2$$

$$\Sigma F = 0: 156.10 + 419.20 + 11.45 + 23.12 = 7.96\sigma_1 + 16.06\sigma_2$$

$$\sigma_2 = 26.35 \text{ tn/m}^2$$

Tanto  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  son  $< \sigma_{adm}$

Amplificación de cargas:

Combinaciones	Pu1 (tn)	Wu1(tn)	$\sigma_1$ (tn)
<b>1.4M+1.7V</b>	214.1	16.0	32.2
<b>1.25(M+V)+S</b>	193.5	14.3	29.1
<b>1.25(M+V)-S</b>	180.7	14.3	27.3
<b>0.9M+S</b>	127.3	10.3	19.2
<b>0.9M-S</b>	114.5	10.3	17.4

La presión última amplificada ( $\sigma_1$ ) se calculó a partir de la ecuación de  $\Sigma M = 0$ .

### 5.7.2.8 Diseño por flexión:

De la viga isostática con carga distribuida:  $Qu_1 = 32.2 \times 4.30 = 138.46 \text{ tn/m}$ , se puede demostrar que el máximo momento está determinado por:

$$Mu_{\max} = \frac{Qu_1 B^2}{2} \left(1 - \frac{B}{2L}\right)^2 = 160.66 \text{ tnxm}$$

Tomando una viga de 60x110cm de dimensiones:

$$d = h - 9 = 110 - 9 = 101 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot \left[ d - 0.50 \left[ d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi 0.85 f'c \cdot b}} \right] \right]}$$

$$\phi_{\text{flexion}} = 0.90$$

$$As = 90.46 \text{ cm}^2$$

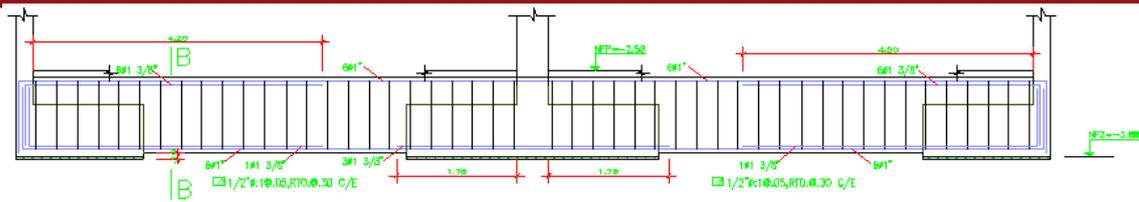
$$As_{\text{colocado}} = 6\emptyset 1 \frac{3}{8} + 6\emptyset 1"$$

### 5.7.2.9 Diseño por Corte:

El corte a una distancia "d" de la cara está definido por:

$$Vu_d = Qu_1 \left[ B \left(1 - \frac{B}{2L}\right) - \left(\frac{t_{p1}}{2} + d\right) \right] = 49.62 \text{ tn}$$

$$\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d = 40.73 \text{ ton}$$



VC-02 (0.60x1.10)

Fig. 5.7.2.9 Diseño final de viga de cimentación VC-02

### 5.8 Diseño de la Cisterna:

La cisterna es un elemento estructural cuya finalidad es de contener el agua en su interior, por lo cual se desea que tenga ciertas características particulares de control de fisuraciones, impermeabilidad.

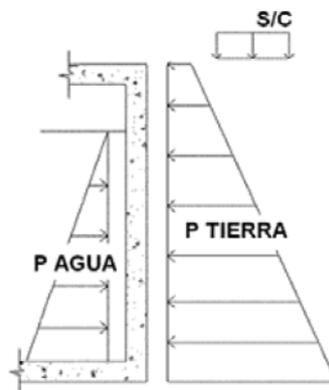
#### 5.8.1 Diseño de los Muros de la Cisterna:

Dado que los muros de una cisterna están en contacto con el agua, y en general humedad, se tiene que tomar consideraciones especiales respecto su diseño.

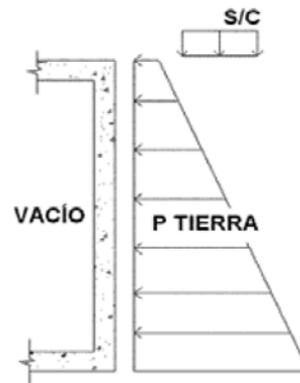
Esto es para tratar de reducir las posibles fisuras en el concreto y que se vea afectado la impermeabilidad de la cisterna. En tal sentido, la norma establece una cuantía mínima de 0.25%.

Hay que tener en cuenta que la cisterna tiene dos posibilidades de solicitaciones de carga, las que a continuación se describen:

#### I. CASO N° 01: CISTERNA LLENA



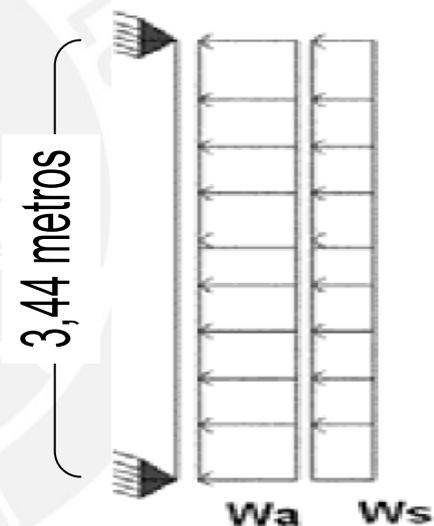
II. CASO N° 02: CISTERNA VACIA



Por lo tanto, el caso más desfavorable en el análisis de cargas se esquematiza en el CASO 02 (Cisterna vacía), entonces haciendo DCL al CASO 02:

Donde:

- $W_a$ : Empuje activo del Suelo sobre las paredes de la cisterna.
- $W_s$ : Sobrecarga actuante sobre la losa que tapa la cisterna.



$$\begin{aligned} \text{Empuje} &= W_a + W_s = K_a \times \gamma_s \times H + K_a \times W_s \\ &= (0.27) (2.0) (3.44) + (0.27) (0.25) \\ &= 1.90 \text{ Tn/m... (Por metro de ancho)} \\ \text{Empuje Último} &= 1.7 \times \text{Empuje} = 3.27 \text{ tn/m} \end{aligned}$$

5.8.1 Diseño por Flexión

- Ancho de Muros= 25 cm
- $M_u = W_u \times L^2 / 8 = (3,27) (3,44) / 8 = 4,83 \text{ Tn x m}$
- $K_u = M_u / (b \times d^2) = (4,83 \times 100000) / (100 \times 22^2) = 9,90$

- $A_s = (0,27\%) (100) (22) = 5,94\text{cm}^2$
- $A_s \text{ mínimo} = (0,0028) (100) (25) = 7\text{cm}^2$ , entonces: **2 mallas 3/8"@ 0.20m**

5.8.2 Diseño de la losa Superior de la Cisterna:

Para el diseño de la losa, esta se ha pre dimensionado con un espesor de 20cm, en la cual actúa además del peso propio del concreto armado, una sobrecarga de 250kg/m<sup>2</sup>.

Dado que la sección en planta es rectangular; y la relación entre el ancho y el largo de la losa es menor que 2, el diseño será de una losa armada en dos direcciones, la cual se diseñara utilizando la TABLA N° 17 DE KALMANOC, esto es:

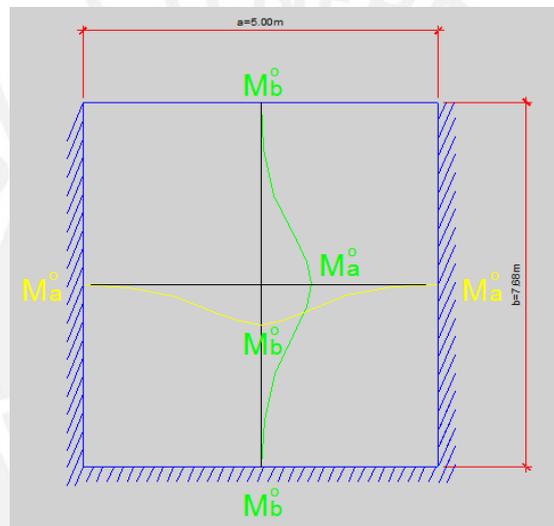


Fig. 5.8.2 Losa empotrada en tres lados y poyado en el cuarto

Tenemos que:

$$a/b=5.00/7.68=0.65<1$$

$$p_x a^2=1136,2 \times 5^2=28405$$

Donde:

$$p=1.4W_m + 1.7W_v=1.4 (508) + 1.7 (250)=1136,20 \text{ kg/m}$$

De la tabla de Kalmanok N° 17, que es para un paño con cuatro lados empotrados se tienen los siguientes momentos:

$$M^a_a=-0.0759 \times p_x a^2=-2155,90 \text{ kg*m}$$

$$M^o_b = -0.0565 \times p \times a^2 = -1604,88 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{acp} = 0.0346 \times p \times a^2 = 982,81 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{bcp} = 0.0096 \times p \times a^2 = 272,69 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

El acero mínimo de la losa maciza se calculará con la siguiente relación:

$$A_{s+min} = 0.0018 \times b \times h = 3,60 \text{ cm}^2, \text{ (dado que: } b=100 \text{ cm, } h=20 \text{ cm)}$$

$$A_{s^-min} = 0.0024 \times b \times d = 4,08 \text{ cm}^2, \text{ (dado que: } b=100 \text{ cm, } h=17 \text{ cm)}$$

El acero requerido será:

Acero Negativo en la dirección a-a:  $A_{s^-a}$

$K_u = 7,46 \Rightarrow \rho_{min} = 0,24\% \Rightarrow A_{s^-a} = 4,08 \text{ cm}^2$  (Cantidad mínima positiva), entonces:

$$1\phi^{\frac{3}{8}} @ 15 \text{ cm}$$

Acero Negativo en la dirección b-b:  $A_{s^-b}$

$K_u = 5,55 \Rightarrow \rho_{min} = 0,24\% \Rightarrow A_{s^-b} = 4,08 \text{ cm}^2$  (Cantidad mínima positiva), entonces:

$$1\phi^{\frac{3}{8}} @ 15 \text{ cm}$$

Acero Positivo en la dirección a-a:  $A_{s+a}$

$K_u = 3,40 \Rightarrow \rho_{min} = 0,21\% \Rightarrow A_{s+a} = 3,60 \text{ cm}^2$  (Cantidad mínima positiva), entonces:

$$1\phi^{\frac{3}{8}} @ 20 \text{ cm}$$

Acero Positivo en la dirección b-b:  $A_{s+b}$

$K_u = 3,40 \Rightarrow \rho_{min} = 0,21\% \Rightarrow A_{s+a} = 3,60 \text{ cm}^2$  (Cantidad mínima positiva), entonces:

$$1\phi^{\frac{3}{8}} @ 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto, para uniformizar el enmallado del acero en Obra, se colocara tanto superior, como inferiormente:  $1\phi^{\frac{3}{8}} @ 15 \text{ cm}$

## 5.9 Diseño de la escalera:

Por comodidad podemos idealizar las escaleras como losas inclinadas que conectan dos niveles diferentes en la edificación, éstas no forman parte de la estructura, es decir, no aportan rigidez lateral y se diseñan considerando únicamente cargas de gravedad.

### 5.9.1 Diseño por flexión:

Las escaleras fueron idealizadas como losas macizas armadas en una sola dirección, por lo que el refuerzo longitudinal saldrá del diseño por flexión y el refuerzo transversal resultará de la cuantía mínima que debe tener la losa ( $\rho_{\min}=0.0018$ )

### 5.9.2 Diseño por cortante:

La fuerza cortante última ( $V_u$ ) tendrá que ser menor o igual que la fuerza cortante provista por el concreto, pues el acero de refuerzo no aporta resistencia al corte.

### 5.9.3 Diseño final de escalera:

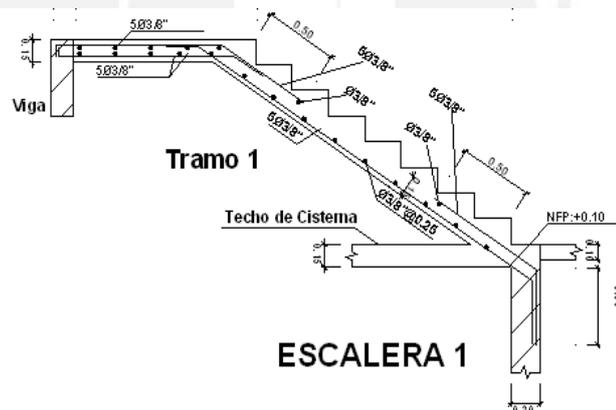


Fig. 5.9 Diseño final de escalera





## CONCLUSIONES

Predimensionamiento:

- Para el peralte de las vigas se utilizó un valor entre  $L/10$  y  $L/12$ , lo que permitió armar las vigas sin congestión de acero.
- En el caso de las columnas se asumió un valor de carga axial de  $1\text{tn}/\text{m}^2$  de área tributaria, al no tener presencia excesiva de tabiquería, lo cual nos condujo a secciones y cuantías razonables.
- El pre dimensionamiento inicial de placas en la dirección YY dio como resultado una longitud de muros de 15 m, valor mayor al permitido por arquitectura (5.70m); sin embargo, al analizar y diseñar, se pudo satisfacer los requisitos de rigidez y resistencia.

Análisis:

- Las columnas que reciben más carga axial se acortan más en comparación a las que reciben menos carga. Durante el proceso constructivo el acortamiento diferencial se va corrigiendo en cada operación de vaciado de techo. Para simular esta corrección producto del proceso constructivo fue necesario emplear un factor de área para las columnas con el fin de hacerlas más rígidas axialmente.
- Para iniciar el análisis sísmico se debió asumir un valor de factor de reducción  $R=6$ , por tener una edificación en cuyo sistema estructural predominan los muros de corte en ambas direcciones; además de considerarla regular. Luego de realizar el análisis correspondiente se corroboraron ambas suposiciones; por un lado el edificio posee una configuración estructural regular tanto en planta como en altura y los muros de corte tomaron más del 80% de la fuerza lateral de sismo.
- Para las direcciones X e Y las derivas obtenidas fueron 0.0011, y 0.006 respectivamente, valores menores al máximo permitido para edificaciones de concreto armado (0.007).

- De los dos métodos utilizados para obtener la fuerza cortante basal del edificio, se utilizó el proveniente del análisis dinámico, pero se escalaron sus valores para lograr el 90 % del cortante estático. Los factores de escalamiento fueron 1.50 para la dirección XX y 1.11 para la dirección YY. A partir de estos valores escalados se procedió a realizar el diseño de los elementos estructurales componentes de nuestra edificación.

Diseño:

- En cuanto al diseño por corte de las vigas, en la mayoría de los casos, el espaciamiento de los estribos está gobernado por las reglas de confinamiento para vigas sismorresistente.
- Las columnas principales del edificio tienen como mínimo una sección transversal de 0.60x0.60m lo que asegura una adecuada rigidez que mantiene a las columnas lejos de la condición de esbeltez, de la misma forma los efectos de segundo orden pierden importancia al cumplir con los límites de deriva máxima exigidos por la Norma E030.
- Para el diseño de placas se tuvo que escalar el cortante proveniente del análisis por el cociente  $M_u/r/M_u$ , con la finalidad de alejar la posibilidad de una falla por corte.
- En las zapatas de columnas perimétricas se requirió el uso de vigas de cimentación que unieran éstas con elementos de cimentación centrales debido a que se presentaban cargas excéntricas que generan volteo. También se requirió del uso de una zapata combinada central debido a la cercanía de la cimentación de elementos verticales en esta zona del edificio.



## BIBLIOGRAFÍA

- **Blanco Blasco, Antonio**, Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, Libro 2 de la Colección del Ingeniero Civil, Lima, 1996-1997, 2da Edición.
- **Ottazzi Pasino, Gianfranco**, Apuntes del Curso de Concreto Armado 1, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima 2007.
- **San Bartolomé, Ángel**, Análisis de edificios, Fondo Editorial PUCP, 1998.
- **Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento**, Reglamento Nacional de Edificaciones, Junio 2009





