

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

DISEÑO DE LAS AULAS DE LA FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP

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

VICTOR HUGO GALVÁN CALLE
RENZO NORIEGA BARRUETO

ASESOR: GIANFRANCO OTTAZZI PASINO

Lima, noviembre del 2013

RESUMEN

El presente trabajo consiste en desarrollar el análisis estructural y el diseño en concreto armado de un edificio de cuatro niveles, destinado a aulas talleres de la Facultad de Arquitectura de la PUCP. La arquitectura plantea aulas amplias, libres de columnas. Para satisfacer este requisito, se estudiarán las siguientes opciones de techado: la primera es incluir tres vigas interiores de concreto armado y la segunda es emplear tres vigas metálicas trabajando a sección compuesta.

El proyecto se encuentra sobre un terreno un compuesto por grava mal graduada, típico de muchas zonas de la ciudad de Lima, con un esfuerzo admisible de 4 kg/cm^2 a una profundidad de 1.5m.

El trabajo se dividió en cinco partes principales. La primera consistió en la definición de los posibles techados a emplear. Para esto, se hizo la estructuración del edificio y el predimensionamiento de los elementos estructurales, así como un metrado de cargas, el diseño de las losas macizas, el análisis de torsión de las vigas de borde y el diseño de las vigas interiores de ambas opciones.

La segunda parte comprende la elección de la mejor opción de techado, empleando criterios económicos y de construcción. Se elaboró un presupuesto estimado para cada una de las opciones y se propuso el procedimiento constructivo.

La tercera parte consiste en realizar un análisis sísmico dinámico de tres grados de libertad por piso, también se desarrolló un análisis estático y un análisis en traslación pura con el fin de compararlos y tener mayor certeza en cuanto al comportamiento de la estructura frente al sismo.

En la cuarta parte se diseñó las vigas, columnas, placas y cimentaciones.

Finalmente, en la quinta parte se realizó el metrado del concreto y de acero de refuerzo que resultó del diseño. Con esto se hallan los ratios por metro cuadrado de área techada y la incidencia del acero por cada tipo de elemento.

INDICE

1. Introducción	1
1.1 Objetivos del proyecto	
1.2 Descripción del proyecto	
2. Estructuración y pre dimensionamiento.....	5
2.1 Losa maciza.....	6
2.2 Vigas de concreto armado.....	7
2.3 Vigas metálicas.....	8
2.4 Columnas.....	14
2.5 Muros de concreto armado.....	16
3. Análisis por cargas de gravedad.....	19
3.1 Metrado de cargas	
4. Diseño de losas macizas.....	23
5. Efectos de torsión en vigas de borde.....	28
6. Diseño de vigas interiores (V-02).....	33
7. Elección de la mejor alternativa.....	38
8. Análisis sísmico.....	44
8.1 Propiedades de la estructura, parámetros sísmicos y espectro de diseño	
8.2 Resultados del Análisis sísmico dinámico	
8.3 Comparación entre los análisis sísmicos empleados	
9. Diseño de vigas.....	59
9.1 Diseño de vigas V-01.....	59
9.2 Diseño de vigas V-03.....	65
10. Diseño de placas y columnas.....	70
10.1. Diseño de placas.....	70
10.2 Diseño de columnas.....	76
11. Diseño de la cimentación.....	80
12. Metrado de acero y concreto.....	89
13. Conclusiones.....	90

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Objetivos del proyecto

El objetivo de la tesis es desarrollar el diseño estructural en concreto armado de un edificio de cuatro pisos ubicado en el distrito de San Miguel, destinado a aulas taller de la facultad de Arquitectura de la PUCP.

1.2 Descripción del proyecto

El proyecto es un edificio con grandes luces, de cuatro niveles con un área construida de aproximadamente 308 m² por nivel.

Las aulas taller (Ver figura 1) deben tener un espacio libre amplio, sin tabiquería interior y con mucha iluminación. A la entrada del aula, entre ejes 2 y 3, se ubica un depósito y un salón para profesores.

La circulación vertical es por una escalera exterior que comunica los corredores ubicados entre ejes 3 y 4, la cual es independiente de esta estructura.

El proyecto se ubica en la ciudad de Lima, distrito de San Miguel, el suelo de cimentación tiene una capacidad admisible de 4.00 kg/cm² a una profundidad mínima de cimentación de 1.5 m.

La arquitectura del proyecto establece ciertos límites:

- Luz libre del aula de 13.4 x 16.4 m.
- Depósito de 2.75x 2.70 m
- Ancho de 2 m entre el depósito y el salón de profesores.
- Altura mínima a fondo de viga de 2.6 m en el aula taller.
- Altura mínima de 2.9 m a fondo de losa.

A continuación se muestran los planos de arquitectura del proyecto

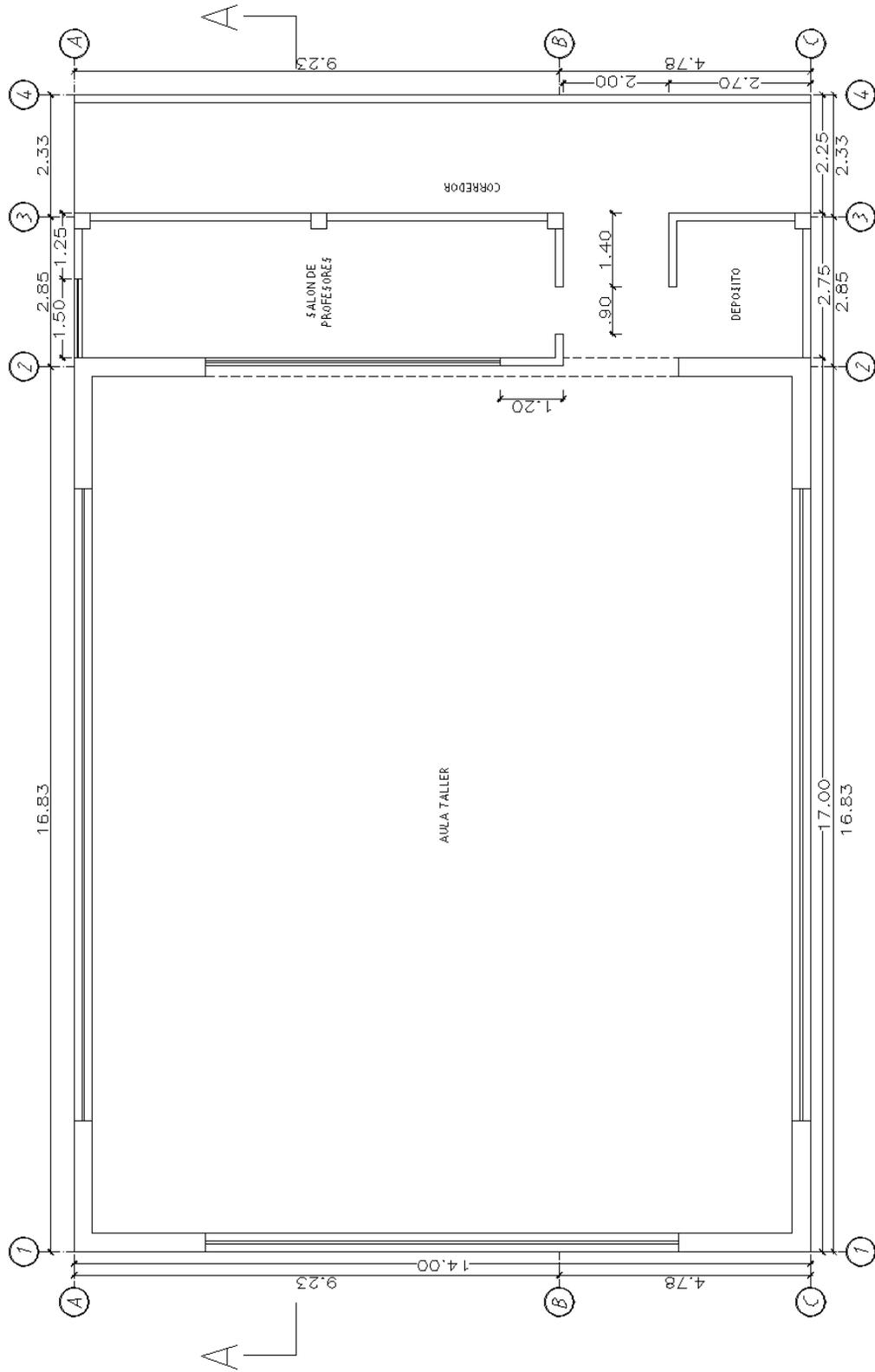
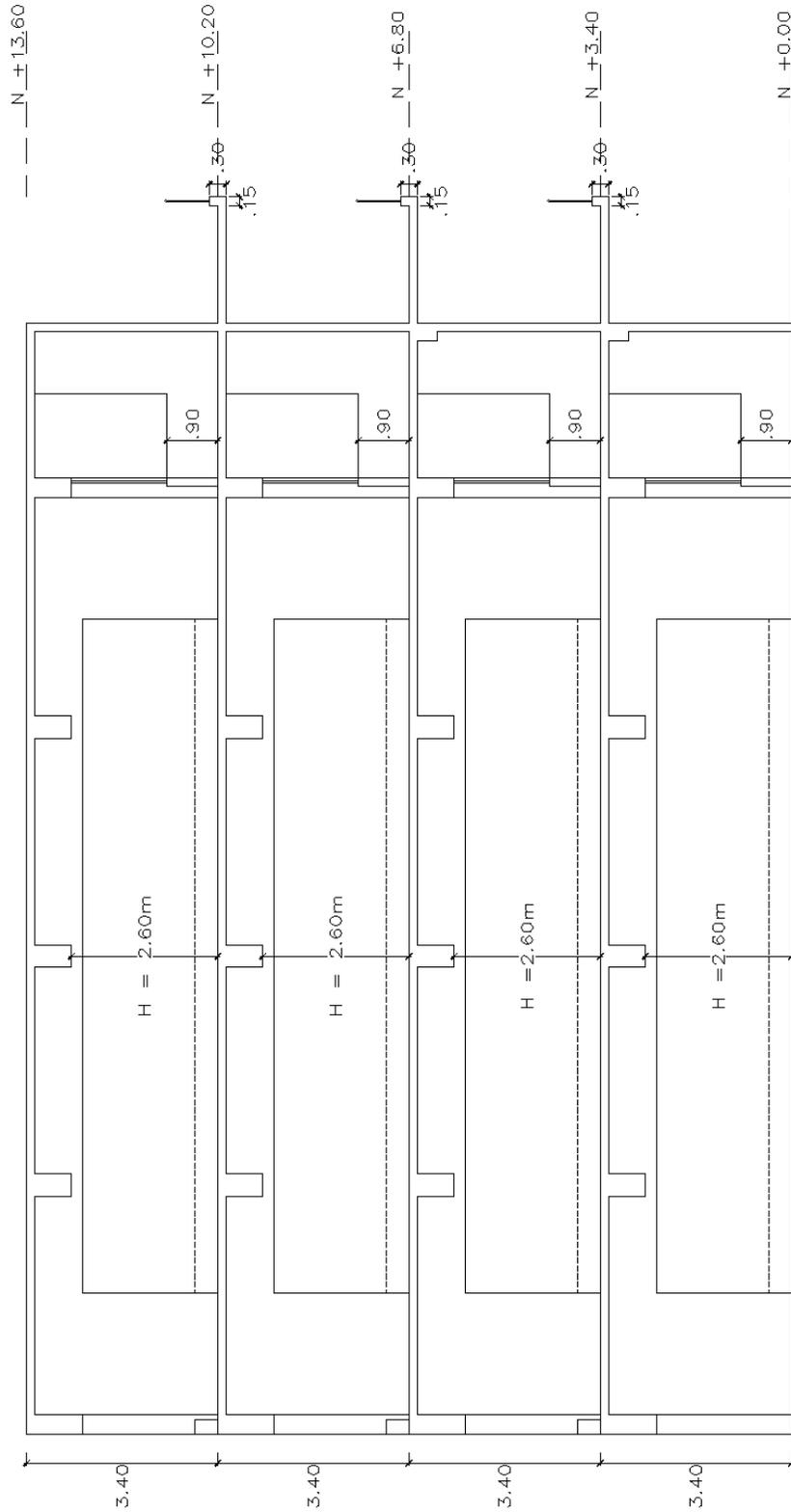


Figura 1. Planta típica



CORTE A-A

Figura 2. Corte A-A

Para el edificio se empleará un concreto de resistencia $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para todos los elementos estructurales con el fin de uniformizar el proyecto.

Se usará barras de acero corrugado de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Asimismo se emplearán las siguientes normas del Reglamento Nacional de Edificaciones:

E.020 Cargas

E.030 Diseño Sismorresistente

E. 060 Concreto Armado

E. 090 Estructuras Metálicas



2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

La estructuración de este edificio está condicionada por la arquitectura, en especial por las aulas. Para las luces amplias propuestas se evaluarán las siguientes opciones de techado:

- Opción 1: Losa maciza con vigas interiores de concreto armado de 40x80 cm.
- Opción 2: Losa maciza con vigas interiores metálicas

Se elegirá la mejor alternativa de acuerdo a criterios económicos, arquitectónicos y de procesos constructivos que serán explicados y evaluados más adelante.

Los criterios que se adoptaron para la estructuración del proyecto son los siguientes:

- Rigidez lateral. Se busca tener una estructura con elementos que no permitan deformaciones laterales excesivas. Los desplazamientos laterales se controlarán siguiendo lo estipulado en la norma E.030. El edificio contará con cuatro placas, las cuales aportan rigidez lateral a la estructura.
- Simetría. El comportamiento de un edificio simétrico es más predecible, asimismo, una adecuada distribución de placas permite reducir los efectos de torsión en planta ocasionados por el sismo. El edificio a diseñar tiene simetría respecto al eje XX (eje longitudinal).
- Resistencia y ductilidad. La estructura debe resistir las sollicitaciones sísmicas y de gravedad, además, los elementos de concreto armado deben ser capaces de tomar deformaciones, incluso luego de la etapa elástica, de forma que se garantice un comportamiento dúctil.
- Continuidad. Los elementos resistentes deben ser continuos en todos los pisos, de esta manera, se evitará que ocurran concentraciones de esfuerzos. En el edificio a diseñar, las placas y columnas mantendrán su misma sección a lo largo de los cuatro niveles para darle continuidad a la estructura.
- Diafragma rígido. El techo debe transmitir las fuerzas sísmicas a las placas, vigas y columnas, esto se logra si no existen aberturas excesivas en el diafragma o variación de rigidez del mismo. En este edificio se cuenta con una losa maciza sin ninguna abertura que funcionará como diafragma rígido para una correcta transferencia de cargas entre elementos estructurales.

El sistema resistente a cargas de gravedad en la zona de las aulas taller serán tres vigas internas en la dirección (Y-Y) que transmitirán las cargas de la losa a vigas de borde (ejes A y C), y estas a las placas. En el eje 3 se ubicará una viga que cargará el volado correspondiente al corredor, parte del depósito y sala de profesores, esta viga estará apoyada en cuatro columnas (Ver Figura 1). Finalmente, placas y columnas transmiten sus cargas a la cimentación y esta al suelo.

El sistema resistente a cargas de sismo estará conformado por las cuatro placas en forma de “L” ubicadas en las esquinas del aula. Estas placas estarán conectadas mediante vigas.

El predimensionamiento de todos los elementos estructurales será el mismo para las dos opciones, a excepción de las vigas internas que serán de concreto armado o metálicas.

2.1 Losa maciza

La arquitectura nos plantea una estructura de concreto armado íntegramente cara vista. Por esta razón, se optó por un fondo de losa limpio, uniforme y, en consecuencia, se descartó la losa aligerada (ya que necesitaría tarrajeo) y también la losa colaborante (pues necesitaría cielo raso).

Según el libro “Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado” del Ing. Blanco (Referencia 1), se recomienda, para losas macizas, una altura de 12 ó 13 cm para luces menores a 4.0 metros. La luz libre entre vigas interiores es de 3.78 m, por lo que usaremos un peralte de 13 cm. Por la losa no pasarán instalaciones sanitarias que impliquen considerar un mayor peralte de losa.

Para la parte del corredor, entre ejes 3 y 4 (Ver figura 1), se consideró aumentar el peralte a 0.15 m ya que se trata de un volado de 2.25m.

De acuerdo a la Norma E.020 de Cargas se debe utilizar una sobrecarga de 250 kg/m² por tratarse de aulas, mientras que para el corredor se usará 400 kg/ m².

2.2 Vigas de concreto armado

Viga (eje 3)

La viga continua del eje 3 estará apoyada en cuatro columnas. Se escoge una viga de 50 cm de peralte y de 30 cm de base. Este peralte cumple holgadamente con el criterio de predimensionamiento de vigas continuas: $h = L/14$. (Referencia 1)

Vigas de borde en la zona del aula (entre placas)

Para las vigas ubicadas en los ejes A y C se escoge un peralte de 1 m. Este peralte es mayor a lo recomendado ($h = L/14$). El ancho de la viga será de 35 cm, igual al ancho de las placas.

Para la viga ubicada en el eje 2 se tiene una luz libre de 9 metros aproximadamente. Se escoge un peralte de 80 cm que cumple con las recomendaciones antes mencionadas, asimismo, se toma un ancho de 35 cm. Este peralte es menor que el de las vigas de los ejes A y C por tener una luz libre más corta y una área tributaria menor, a diferencia de las otras vigas que cargan prácticamente el techo entero (las vigas de gravedad y por ende toda la losa del aula).

Para uniformizar los peraltes de las vigas de borde del aula en el perímetro exterior, la viga ubicada en el eje 1, tendrá un peralte de 1m y un ancho de 35 cm.

Vigas interiores de concreto armado (entre ejes 1 y 2)

Se tendrá tres vigas interiores en la dirección Y-Y, cuya luz libre será de 13.3 m. De acuerdo a las recomendaciones de la referencia 1 se tendría:

$$\frac{13.3}{12} = 1.10 \quad h = 1.1 \text{ m}$$

Sin embargo, una viga interior de 1.10 m de peralte no es posible por criterios arquitectónicos, su peralte es excesivo para una viga interna. De manera que se propuso analizar la viga con una sección en "T" ya que existe monolitismo viga-loso.

Se debe seguir los siguientes criterios para definir el ancho efectivo de las vigas T interiores:

$$be \leq \frac{lnviga}{4} \quad be \leq 3.3 \text{ m}$$

$$be \leq bw + 16hlosa \quad be \leq 2.50 \text{ m}$$

Dicha viga en forma de T ayudará con las deflexiones, pues el ala aporta considerablemente en un aumento de la inercia agrietada (I_{cr}). Asimismo, la sección en forma de “T” permite aumentar el acero máximo positivo de la sección. Se probará con una sección de altura de $h=0.8$ m, $b_w=0.4$ m, $b_e=2.4$ m a cargo de ser comprobada.

2.3 Vigas interiores metálicas (entre ejes 1 y 2)

Para la segunda opción de techado, la que utiliza vigas interiores metálicas, se hará el diseño de las siguientes formas en las que la viga puede trabajar: sin sección compuesta y en sección compuesta con la losa maciza (requiere apuntalamiento de la viga).

A continuación, se presentará dichos diseños y sus respectivas comparaciones con los límites de deflexión, el cual será el criterio que definirá la elección de una de estas dos formas de trabajo.

Viga metálica trabajando aisladamente

Las vigas interiores, se predimensionarán asumiendo que tienen una luz libre de $L=13.3$ m (simplemente apoyadas) y que son en total tres para este techo de 14×17 metros. Además, se usará un viga con un $F_y=2500$ kg/cm² (ASTM A-36).

Las consideraciones para el metrado de cargas respectivo para el predimensionamiento se muestran a continuación:

Carga muerta: Piso terminado 100 kg/m²
 Peso de la losa maciza de 13 cm: 312 kg/m²

Carga viva: S/C: 200 kg/m².

Esta sobrecarga fue reducida de 250 kg/m² a 200 kg/m², la reducción cumple con lo estipulado en la Norma E.020 Se puede observar en la siguiente expresión, la reducción hecha para esta sobrecarga, donde L_o es la sobrecarga nominal y A_i es el área de influencia del elemento. La sobrecarga mínima es 170 kg/m², sin embargo, se usará 200 kg/m² de manera conservadora.

$$S/c \min = L_o \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right) = 170 \text{ kg/m}^2$$

Para la longitud libre de la losa maciza entre viga y viga se considerará 4.16 metros. Siguiendo estas consideraciones, la carga muerta es: 1.71 ton/m y la carga viva: 0.83 ton/m

Se considerarán los factores de amplificación para carga muerta y viva de 1.2 y 1.6 respectivamente, factores que se utilizan para diseñar estructuras metálicas. De esta manera se obtiene la carga amplificada W_u de 3.4 ton/m.

Luego, el momento positivo máximo en estas vigas simplemente apoyadas se obtendrá según la siguiente expresión: $M_u (+) \text{ máx.} = \frac{w_u \times L^2}{8} = 75 \text{ ton} \cdot \text{m}$.

Para encontrar una viga de acero óptima para resistir este momento, se realizará un predimensionamiento inicial del peralte según la recomendación del libro Structural Steel Desing de McCormac (Referencia 7):

$$h \approx \frac{L}{20} \approx 26 \text{ in}$$

Según esta recomendación, el peralte de la viga puede ser de 21", 24" e incluso 27".

Por otro lado, se busca una viga que además de tener uno de esos peraltes, cumpla también con tener como mínimo el siguiente módulo de sección plástico:

$$Z_{XX} = \frac{M_{\max(+)}}{0.9F_y} = \frac{7500000}{0.9 \times 2520} = 3310 \text{ cm}^3.$$

Haciendo uso de la 13va edición del "AISC STEEL CONSTRUCTION MANUAL" cap. 3 "Diseño de elementos en flexión" (Referencia 6). La viga que cumple es la W21x93 que cuenta con un $Z_{xx} = 3621 \text{ cm}^3$, lo cual se considera adecuado para este caso.

Se calculó la deflexión debida a la carga muerta y la deflexión debida a la carga viva, ambas cargas sin amplificar. Se empleó la siguiente expresión:

$$\Delta l = \frac{M \times L^2}{C \times I_{xx}}$$

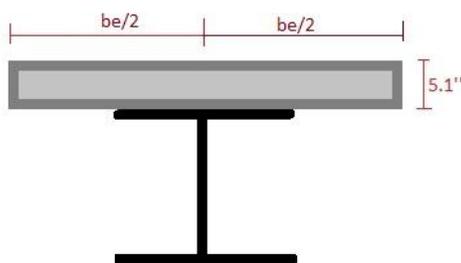
Donde M =momento positivo máximo debido a la carga en el centro de la luz
 $M_{viva}= 18.57 \text{ tonxm}$ y $M_{muerta}=37.81 \text{ tonxm}$
 L = luz libre de la viga, es decir 13.3 m.
 C = Factor que depende del tipo de carga, En este caso es 161 por ser carga distribuida y para poder usarlo en el sistema de unidades con el que se está trabajando: $C=1.9534 \times 10^{-2}$
 I_{xx} = Inercia respecto al eje X-X de la viga. $I_{xx}=86 \ 160 \text{ cm}^4$

Con estos valores se encuentra que el valor de $\Delta l=4 \text{ cm}$ para carga muerta y $\Delta l=2 \text{ cm}$ para carga viva.

La deflexión debida a la carga muerta (4 cm) puede ser controlada usando una contraflecha en la viga de 4 cm. Para el caso de la carga viva, se busca que esta sea menor que $L/250$, el cual es un límite que se considera adecuado para no tener problemas de deflexión notorios. En este caso, la deflexión por carga viva es 2 cm menor que $L/250=5.3 \text{ cm}$ con lo cual la viga cumple con este criterio.

Viga de acero trabajando en sección compuesta con losa maciza de 13 cm

Para el caso del diseño de esta viga, se usará el procedimiento seguido en el libro del Ingeniero Luis Zapata Baglietto (Referencia 8).



- $be=L/4=13.30/4=3.30 \text{ m}$
 - $be=4.175 \text{ m}$ (espaciamiento entre vigas)
- El menor controla, así que $be=3.30 \text{ m}$.

La viga que se diseñará debe tener una longitud de 13.3m, distancia entre vigas metálicas de 4.18 m y tendrá un $F_y=36 \text{ ksi}$ (2520 kg/cm^2). Además se usará una losa de concreto de 13 cm y $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$. Las cargas actuantes en esta viga son las siguientes:

- Carga muerta= 1.73 ton/m
- Carga viva=0.835 ton/m
- Carga última= $1.2 \times 1.73 + 1.6 \times 0.835 = 3.41 \text{ ton/m}$

Luego

$$M_u = \frac{3.41 \times 13.30^2}{8} = 75.4 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

La losa de concreto estará en compresión y se asumirá que el bloque de compresiones está dentro de esta. Por lo tanto, se asumirá un valor de “a” < 13 cm.

Para encontrar el área de acero requerido para la viga se plantea lo siguiente:

$$A_s \text{ req} = \frac{M_u}{\phi F_y \left(\frac{d}{2} + t_s - \frac{a}{2} \right)}$$

En donde “d” es el peralte de la viga a diseñar, $t_s=13$ cm (espesor de la losa) y se asumirá que $a=3$ cm con cargo a comprobar.

Si se eligiera una viga de $d=21''=53.3$ cm entonces el área de acero requerida sería la siguiente:

$$A_s \text{ req}=92 \text{ cm}^2$$

Una viga que cumple correctamente con este requerimiento es la W21x55 con un área de acero= 104cm^2 .

Ahora se comprobará si el valor de “a” es igual al asumido. Para esto se realizará un equilibrio entre la fuerza de tracción de la viga de acero y la fuerza de compresión de la losa de concreto:

$$C = 0.85 * 330 * a * f'c$$

$$T=104 \times 2.5=260 \text{ ton}$$

Igualando se obtiene $a=4.4$ cm. Este valor no cumple con $a=3$ cm pero si con que sea menor al espesor de la losa. Por lo tanto, se tomará este valor de “a” para comprobar si el $A_s \text{ req}$ sigue cumpliendo para la viga elegida. Luego de operar se obtiene $A_s=94 \text{ cm}^2$ por lo que la viga W21x55 es adecuada.

Debido a que para hacer este equilibrio se asumió que toda la viga de acero se encuentra en fluencia, se realizó una comprobación para ver si esto es cierto. Luego de hacer compatibilidad entre los elementos, con $a=4.4$ ($c=4.4/\beta=4.4/0.85=5.2$ cm), se obtiene los resultados mostrados en la siguiente figura:

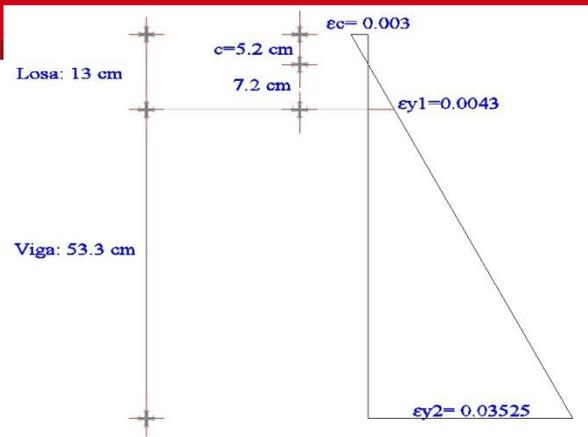


Figura 2.1. Compatibilidad para la sección compuesta

Se puede notar que en la parte superior de la viga metálica, la deformación unitaria es 0.0043. Esta es mayor que la deformación unitaria para la cual fluye el acero $\epsilon_y = \frac{2500}{2 \times 10^6} = 0.00125$. Con esto se demuestra que es válido asumir fluencia en toda la sección.

Ahora se debe hallar el momento resistente para esta sección compuesta:

Se sabe que $T=263.3$ ton, luego $\phi M_n = \frac{0.85 \times 263.3 \times \left(\frac{53.3}{2} + 13 - \frac{4.4}{2}\right)}{10^2} = 82.5$ ton x m

Entonces se puede comprobar que esta sección compuesta cumple pues $M_u=75.4$ ton x m es menor que el momento resistente.

Comprobación por deflexión

Para la carga muerta, se considerara que el módulo de elasticidad del concreto (E_c) es la mitad de lo que realmente vale, es decir $E_c/2$ para tomar en cuenta el efecto de encogimiento por fraguado y también el creep (Referencia 8).

Luego:

- Área de la viga $W21 \times 55 = 104 \text{ cm}^2$. El factor para transformar concreto en acero será $N=18$
- Luego el área de la losa será $A_{trans} = 241 \text{ cm}^2$

Elemento	Atrans (cm ²)	Dist. Al centroide (y)	Ay (cm ²)	A*y ² (cm ⁴)	I (cm ⁴)
Losa	241	$(10.5 \times 2.54 + 13/2) = 33.2$	7994	265 400	3387
W21x55	104.5	0	0	0	47 450
Σ	345.5			Σ	50 837

$$\text{Luego, } I_x = I + A \cdot y^2 = 50837 + 265400 = 316\,237 \text{ cm}^4$$

$$Y' = 7994 / 345.5 = 23.1 \text{ cm (distancia del ala superior hasta el eje neutro de la sección)}$$

$$I_{tr} = I_x - 345.5 \times 23.1^2 = 131\,875 \text{ cm}^4$$

$$\text{Cargas actuantes} = w = \text{Peso concreto} = 1.3 \text{ ton/m}$$

$$\text{Deflex. muerta} = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{tr}} = \frac{5 \times 13 \times 1330^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 131875} = 1.9 \text{ cm .}$$

Se puede tomar una contraflecha de 2 cm, para controlar la deflexión por carga muerta.

Usando un procedimiento similar para la carga viva pero considerando E_c sin reducirlo, se tiene lo siguiente:

- Área de la viga $W21 \times 55 = 104 \text{ cm}^2$. El factor para transformar concreto en acero será $N=9$
- Luego el área de la losa será $A_{trans} = 481 \text{ cm}^2$

Elemento	Atrans (cm ²)	Dist. Al centroide (y)	Ay (cm ²)	A*y ² (cm ⁴)	I (cm ⁴)
Losa	481	$(10.5 \cdot 2.54 + 13/2) = 33.2$	15962.2	530177	6774
W21x55	104.5	0	0	0	47450
Σ	585.5			Σ	54224

$$\text{Luego, } I_x = I + A \cdot y^2 = 54224 + 530177 = 584\,400 \text{ cm}^4$$

$$Y' = 15962.2 / 585.5 = 27.3 \text{ cm (distancia del ala superior hasta el eje neutro de la sección)}$$

$$I_{tr} = I_x - 585.5 \times 27.3^2 = 149313 \text{ cm}^4$$

$$\text{Cargas actuantes} = w = S/c + \text{piso terminado} = 1.26 \text{ ton/m}$$

$$\text{Deflex. viva} = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{tr}} = \frac{5 \times 12.55 \times 1330^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 149313} = 1.63 \text{ cm .}$$

Esto equivale a decir $L/816$, menor al límite $L/400$ para vigas trabajando en sección compuesta. Con esto se puede decir que la viga es adecuada por deflexión.

Diseño de conectores

Para este caso se asumirá que la viga tendrá un apuntalamiento temporal adecuado para poder generar la sección compuesta.

Tomando en cuenta que la fuerza de compresión en el concreto es de $C=263$ ton, se probará con conectores de $\frac{3}{4}$ de diámetro ($\phi 3/4 \times 2.5''$). Según el AISC, se tiene que la resistencia por conector es de 9.51 ton.

Luego se pueden calcular la cantidad de conectores: $N=263.34/9.51=28$ conectores, es decir que se necesitan 56 a cada lado.

Por otra parte, el espaciamiento para estos conectores será:

$$P=1330/56 \approx 25 \text{ cm.}$$

Según el AISC el límite para el espaciamiento es el siguiente: $6\phi < p < 8t_s$

Es decir que p debe estar entre $6 \times 2.54 \times 3/4 = 11$ cm y $8 \times 13 = 104$ cm, con lo cual se comprueba que el espaciamiento escogido es adecuado.

Elección de la mejor forma de trabajo para vigas metálicas

Se puede observar que para ambos diseños se requerirá de una contraflecha para contrarrestar la deflexión causada por la carga muerta. Sin embargo, para la carga viva se puede comprobar que la viga metálica en sección compuesta (1.63 cm) tiene menos deflexión que la viga trabajando aisladamente (2 cm). Además, la viga W21x55 trabajando a sección compuesta resulta más económica que la W21x93, pues pesa menos. Por estas razones, para la opción de techado usando vigas metálicas, se tomará la forma de trabajo usando sección compuesta.

2.4 Columnas

A lo largo del eje 3, se dispondrá de cuatro columnas que tengan continuidad vertical y que según sus dimensiones, sean adecuadas para poder resistir tanto la losa adyacente como el voladizo con el que cuenta el edificio.

Para el caso de las columnas de esta edificación, se piensa que básicamente funcionarán para resistir carga axial puesto que la fuerza cortante debido a sismo será controlada por las placas en dos direcciones con las que se cuentan. Por esta razón, se puede pre

dimensionar el área de estas columnas usando las siguientes fórmulas aproximadas (Referencia1):

Para columnas interiores:

$$Area\ de\ columna = \frac{P_{serv}}{0.45f'c}$$

Para columnas exteriores:

$$Area\ de\ columna = \frac{P_{serv}}{0.35f'c}$$

Columna	Ubicación	Área tributaria (m ²)	P serv (Ton)	Área requerida (cm ²)
C-1	Exterior	9.5(pisos1,2y3) 3.7 (piso4)	32	435
C-2	Interior	16.3(pisos1,2y3) 6 (piso4)	55	582
C-2	Interior	16.3(pisos1,2y3) 6 (piso4)	55	582
C-1	Exterior	9.5(pisos1,2y3) 3.7 (piso4)	32	435

Para uniformizar las columnas y para evitar problemas de esbeltez, se escoge una sección de 30x30 cm (900 cm², 45% más de lo requerido). Se hizo una comprobación adicional para verificar que las columnas predimensionadas, efectivamente, no tengan problemas de este tipo.

Se asume que las columnas están arriostradas lateralmente por las placas (k=1). Para tener efectos de segundo orden despreciables, se debe procurar que $\delta_{ns}=1$.

Con un Cm mínimo=0.4. La fórmula $\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - P_u/0.75P_c} = 1$ condicionaría a que el factor

$$\frac{P_u}{0.75P_c} \leq 0.6$$

Para la resistencia elegida $f'c=210\text{ kg/cm}^2$ y para la sección (30x30 cm) se tienen las siguientes propiedades de la sección de concreto:

Módulo de elasticidad de la sección (E): $E_c = 15000 * \sqrt{210} = 217000\text{ kg/cm}^2$

Momento de inercia respecto a su lado más débil: $I = \frac{30*30^3}{12} = 67500\text{ cm}^4$

Del pre dimensionamiento de la viga del eje 3, se tiene una altura libre no arriostrada de la columna igual a 3.6m. Por otro lado, $P_u \approx 1.5 \times 55 = 83 \text{ ton}$

Luego de obtener todas estas propiedades y el P_u , se procede a calcular el P_c para pandeo según la siguiente expresión:

$$P_c = \left(\frac{\pi}{kh}\right)^2 * EI$$

Donde

$$EI = \frac{0.4EcI_g}{1+\beta_d}$$

$$\frac{P_u}{0.75P_c} = \frac{83}{167} = 0.5 \leq 0.6 \quad ok$$

Dado que el cociente cumple con el requerimiento, esta sección cumple por esbeltez.

2.5 Muros de concreto

El edificio a diseñar cuenta con cuatro placas de concreto en formas de “L” en las esquinas del aula taller. Estas funcionarán como elementos que le darán resistencia y rigidez al edificio para el caso de eventos sísmicos, también ayudarán a controlar la torsión en planta. Se procederá a verificar su resistencia al corte según las dimensiones indicadas para comprobar si es adecuado para resistir la fuerza cortante sísmica como un primer intento de pre dimensionamiento.

Según la norma sismorresistente (E.030), para el caso de edificios en los cuales la estructura se base principalmente en muros de concreto armado o estructurales, estos deben resistir por lo menos el 80 % de la fuerza cortante basal originada por eventos sísmicos. Dado esto se realizará una verificación para las placas en “L” de siguientes dimensiones por cada dirección: 2.5 m de largo por 0.35 m de ancho.

Cortante basal:
$$\frac{z_{ucs}}{R} P$$

Se realizó un metrado con las secciones predimensionadas y se determinó que el peso de la estructura es 0.98 ton/m^2 . Al ser 4 pisos, se estima que la estructura pesa en total 3.92 ton/m^2 . A continuación, se muestran dos tablas donde se calcula la cortante basal y se muestra los esfuerzos actuantes en la placa y el esfuerzo resistente de la misma.

Factor	Denominación	Descripción	Valor
Factor de Zona	Z	Zona 3 , Lima	0.4
Factor de uso	U	Centro educativo, tipo A. Se toma este valor asumiendo que la edificación puede servir de refugio ante eventuales desastres (discutible).	1.5
Factor de amplificación sísmica	C	Se considerara que en San Miguel se cuenta con un suelo tipo S1, es decir $T_p(s) = 0.4$	2.5
		Para sistema de muros netamente de corte: $C_t=60$. El periodo de la estructura en las dos direcciones se estimara según la siguiente fórmula : $T=12.4/60=0.21$ s Luego $C=2.5*(0.4/0.21)=4.76$. C máximo=2.5	
Factor de suelo	S	Para suelo rígido, grava redondeada mal graduada (Tipo S1) : $S=1$	1
Factor de reducción	R	Para estructura regular de muros estructurales $R=6$	6
Peso de la estructura	P	$P= (14*22*3*0.98+14*19.75*0.98)= 1176$ Ton	1176ton
Cortante Basal	V	$\frac{ZUCS}{R} P$	294 Ton

	En X-X	En Y-Y
100% Cortante V (TON)	294	294
Area de alma de las cuatro placas (m2)	3.5	3.5
Esfuerzo actuante (kg/cm2)	7.3	7.3
Esfuerzo resistente del concreto (kg/cm2)	6.5	6.5

Se observa que el esfuerzo actuante es ligeramente mayor al esfuerzo resistente, se asume que la diferencia será tomada por los aceros horizontales que se colocarán en la placa. Se puede concluir que las dimensiones de las placas van a resistir las fuerzas sísmicas.

En la Figura 3, se puede observar el encofrado típico con las secciones predimensionadas en este capítulo.

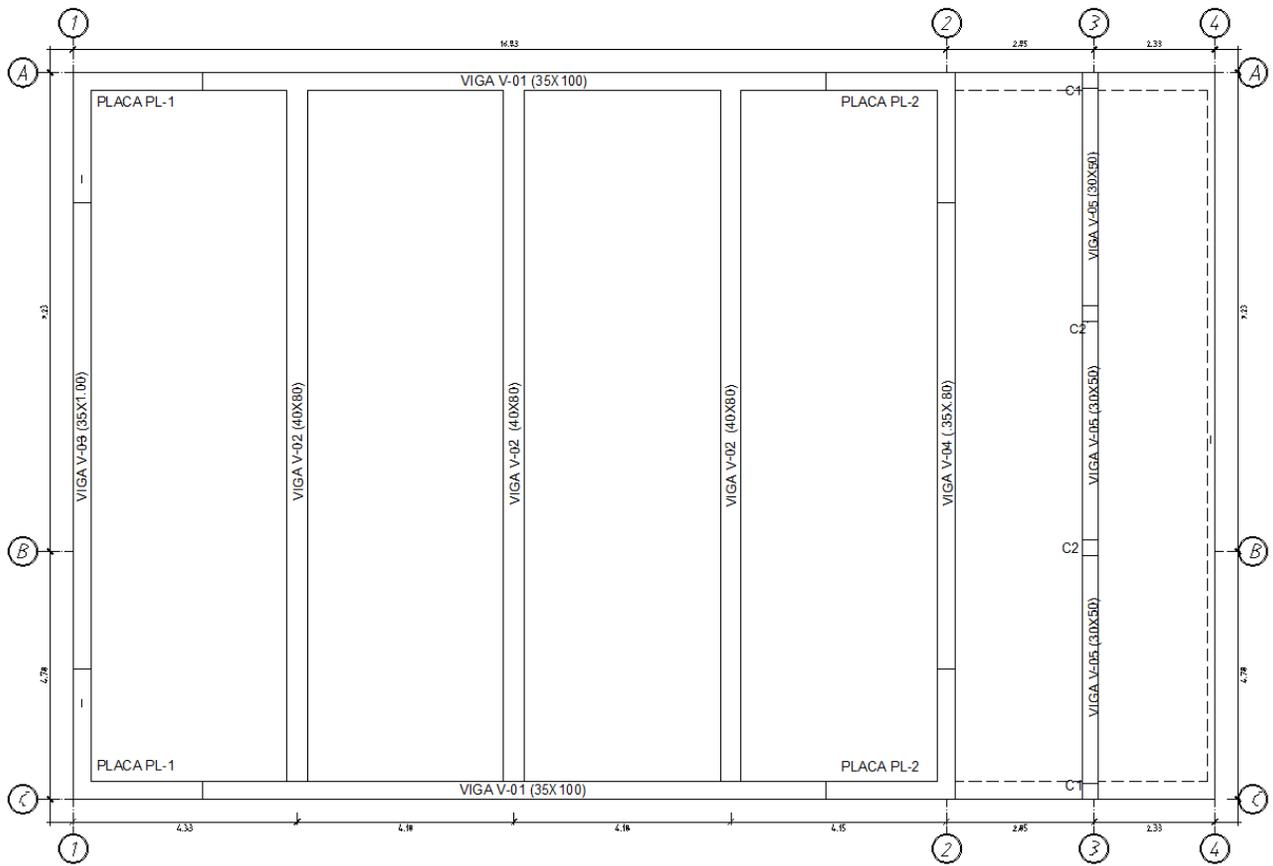


Figura 3. Encofrado típico con secciones predimensionadas. (Ver planos E-05 y E-06)

3. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

3.1 Metrado de cargas

El metrado de cargas se hará considerando la carga muerta (CM) y la carga viva (CV), se empleará el área tributaria del elemento estructural considerado. Este metrado se hace con el fin de analizar los esfuerzos generados en el elemento por cargas de gravedad y también sirve para corroborar el modelo estructural hecho en el programa ETABS.

Se considerarán los pesos específicos de los siguientes materiales:

- Concreto armado 2400 kg/m^3
- Albañilería maciza 1800 kg/m^3
- Piso terminado 100 kg/m^2

Losa Maciza de 13cm

Se tomará en cuenta una franja típica con un ancho de 1m

Descripción	Operación	1er al 4to piso	unidades
p.p. maciza	2400x0.13x1	312	kg/m
p.terminado	100x1	100	kg/m
CM		412	kg/m
s/c	250	250	kg/m
CV		250	kg/m
ω_u		1002	kg/m

Losa Maciza de 15cm

Se tomará en cuenta una franja típica con un ancho de 1m

Descripción	Operación	1er al 4to piso	unidades
p.p. maciza	2400x0.15x1	360	kg/m
p.terminado	100x1	100	kg/m
CM		460	kg/m
s/c	400	400	kg/m
CV		400	kg/m
ω_u		1324	kg/m

Con las cargas últimas halladas se puede modelar la losa, como se observa en la figura 4.

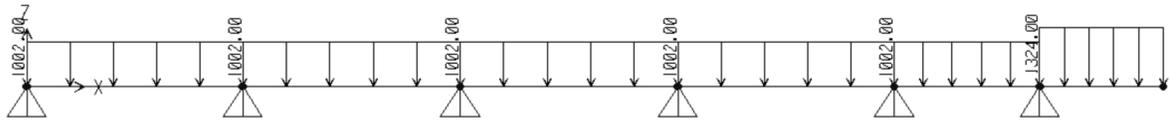


Figura 4. Modelo para el análisis de la losa.

Vigas

Como ejemplo de metrado de vigas se analizarán las vigas peraltadas interiores.

Si nos guiamos del plano de estructuración, se puede ver que las vigas interiores no cargan tabiques. Solamente cargan el peso propio, la porción de losa correspondiente y el piso terminado. El metrado se hizo como si se tratase de una viga de 40x80. El área tributaria de la viga es de 53 m² y el área de influencia es de 106m². Se puede reducir la sobrecarga, de acuerdo a la Norma Técnica E.020 de Cargas hasta 170 kg/m², sin embargo, usaremos 200 kg/m² conservadoramente.

$$Lr \text{ min} = Lo \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{Ai}} \right) = 170 \text{ kg/m}^2$$

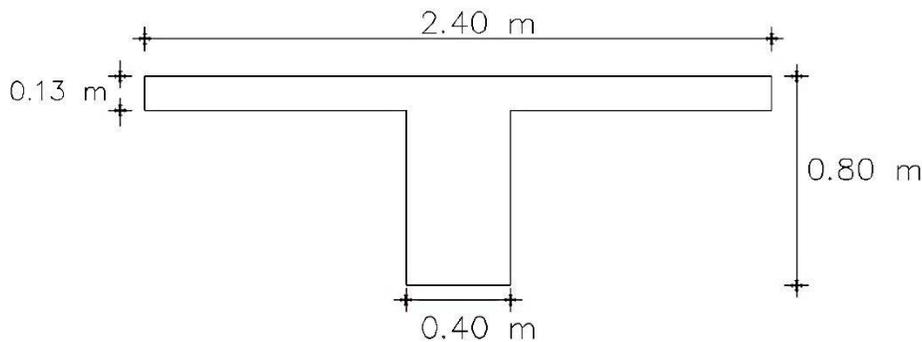


Figura 5. Sección T de vigas interiores.

Descripción	Operación	1er al 4to piso	unidades
p.p.	2400x0.4x0.8	768	kg/m
p.terminado	100x4.18	418	kg/m
p. losa	312x3.78	1180	kg/m
CM		2366	kg/m
s/c	200x4.18	836	kg/m
CV		836	kg/m
WU		4734	kg/m

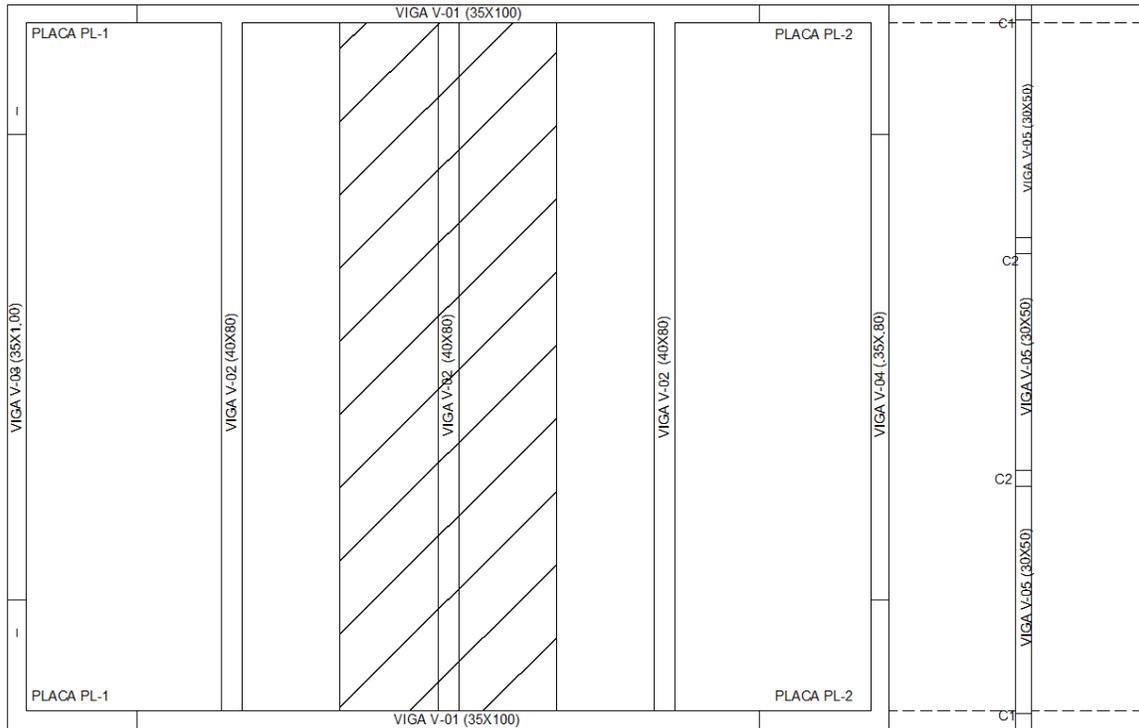


Figura 6. Área tributaria de una viga T interior.

Placas y columnas

La columna C-2 tiene un área tributaria de 16.2 m² en los tres primeros pisos y 6.3 m² en el último piso. Con 0.98 ton/m², podemos estimar que la axial actuante con cargas de servicio es Ps= 53.8ton.

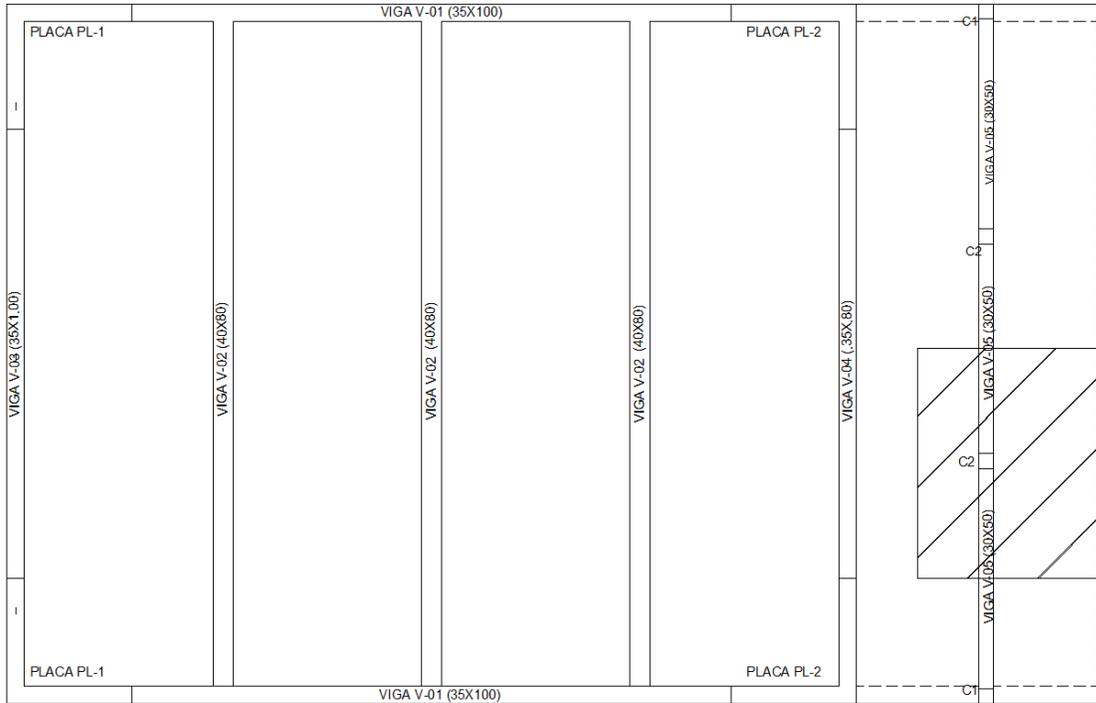


Figura 7. Área tributaria de una columna interior.

De igual forma se estima que la carga axial en servicio (P_{serv}) en la placa 1 es de 233ton.

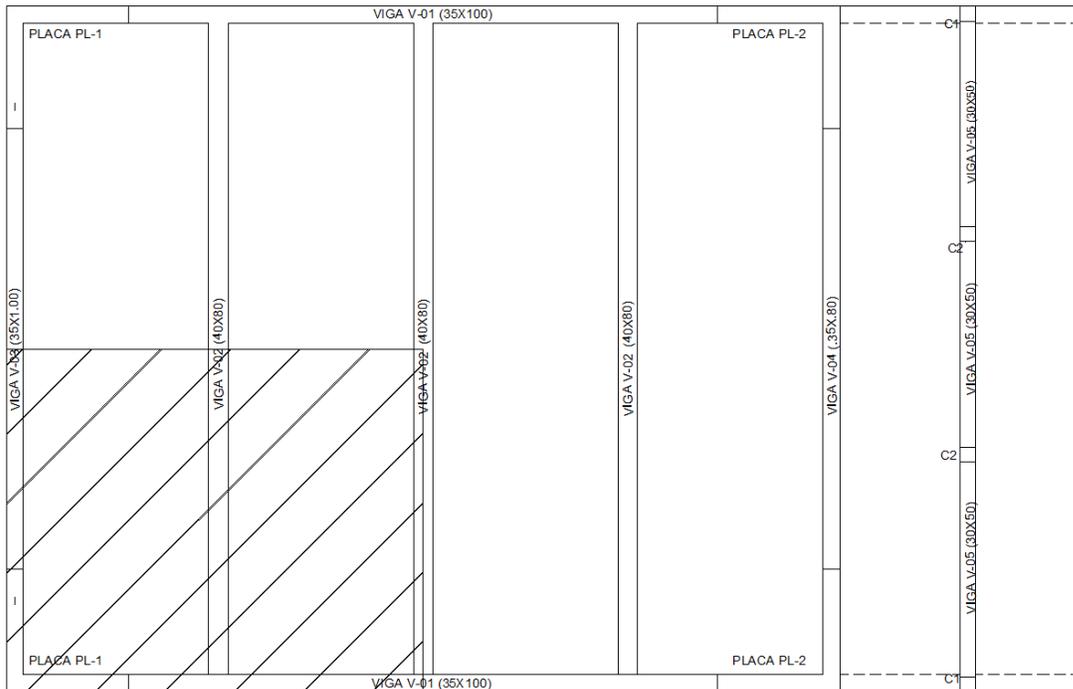


Figura 8. Área tributaria de una placa.

4. DISEÑO DE LOSA MACIZA

El diseño de la losa maciza es igual para las dos opciones, pues en ambas se utilizan tres vigas intermedias.

Con el metrado de cargas obtenido para esta losa maciza y luego de resolver el modelo para un metro de losa (Figura 4), se obtiene el diagrama de momento flector a la cara en kg*m y el diagrama de fuerza cortante en kg (Figuras 9 y 10). No se consideró alternancia.

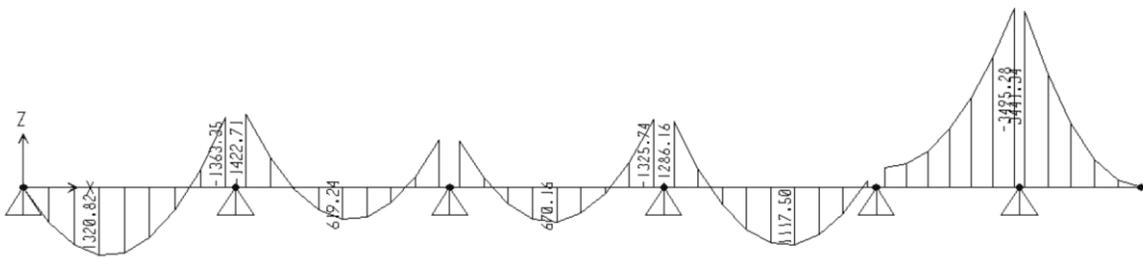


Figura 9. Momentos flectores a la cara en kg-m.

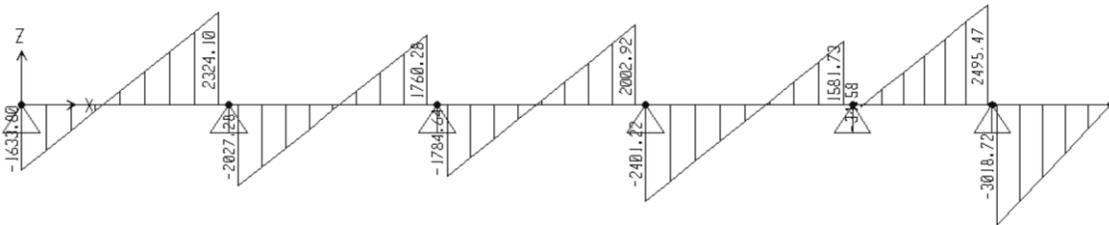


Figura 10. Fuerza cortante a la cara en kg.

Para la losa en cuestión se obtiene los siguientes valores de A_s min tanto positivo como negativo:

Para un valor $d=13-3= 10$ cm

- $A_s^+ \text{ min} = 0.0018 \times 100 \times 13 = 2.3 \text{ cm}^2$
- $A_s^- \text{ min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c} \cdot 100 \cdot d}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 10}{4200} = 2.4 \text{ cm}^2$

Para un valor $d=15-3= 12$ cm

- $As^+ \text{ min} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2$
- $As^- \text{ min} = 0.0024 \times 100 \times 12 = 2.88 \text{ cm}^2$ (si esto resulta excesivo se puede colocar 1.3 veces el acero obtenido del cálculo).

Diseño por flexión

Los momentos utilizados para calcular el fierro de la losa fueron tomados a la cara de la viga.

Mu (kg*m)	b (cm)	d (cm)	As req(cm ²)	Fierro colocado	As colocado (cm ²)
-1423	100	10	3.95	8mm@20+ 8 mm@20	5
-903	100	10	2.46	8mm @ 20	2.5
-1326	100	10	3.67	8mm@40 +8mm@20	3.75
-3495	100	12	8.4	1/2 @ 30 + 1/2 @ 30	8.6
1321	100	10	3.65	8mm@40 +8mm@20	3.75
619	100	10	1.67	8mm@ 20	2.5
670	100	10	1.81	8mm@ 20	2.5
1118	100	10	3.07	8mm@ 20 +8mm@ 40	3.75

Para el caso del extremo izquierdo de la losa, no se tiene, con el modelo utilizado, un momento flector negativo en esa zona. Sin embargo, es conveniente colocar fierro mínimo, conservadoramente, en dicha zona. Se colocarán $\phi 8 \text{ mm @ } 20$ similar al área de acero mínimo.

Diseño por cortante

La resistencia proporcionada por la losa de 13 cm para cortante es la siguiente:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 10 = 6530 \text{ kg}$$

La resistencia proporcionada por la losa de 15 cm para cortante es la siguiente:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 12 = 7835 \text{ kg}$$

El ϕV_c obtenido es mayor que el $V_u \text{ max}$ en ambos casos, respectivamente.

Acero de contracción y temperatura

Se debe colocar la armadura por retracción y temperatura, perpendicularmente al acero positivo.

Como mínimo será la siguiente

- $As^{temp} = 0.0018 \times 100 \times 13 = 2.34 \text{ cm}^2$ (8mm @.20)
- $As^{temp} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2$ (8mm @.15)

Deflexiones

Se verificará las deflexiones de la losa, específicamente en el volado el cual se encuentra entre los ejes 3 y 4 (Ver Figura 1).

$$fr = 2 * \sqrt{210} = 29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{La inercia de la losa : } I_g = \left(\frac{1}{12}\right) \times 100 \times 15^3 = 28125 \text{ cm}^4$$

Luego, se halla el momento para el cual la losa se fisura:

$$M_{cr} = 2 * fr * \frac{I_g}{h} = 1.088 \text{ ton} * m$$

El momento de carga viva, muerta y en servicio para la zona del volado son los siguientes:

$$M_{cv} = \frac{1}{2} \times 0.4 \times 2.25^2 = 1.01 \text{ ton} * m$$

$$M_{cm} = \frac{1}{2} \times 0.46 \times 2.25^2 = 1.16 \text{ ton} * m$$

$$M_{serv} = \frac{1}{2} \times 0.86 \times 2.25^2 = 2.18 \text{ ton} * m$$

Como $M_{serv} \gg M_{cr}$, la sección se ha agrietado, y se utilizará la inercia agrietada de la sección. Como se trata de un volado $l_{ef} = l_{cr}$.

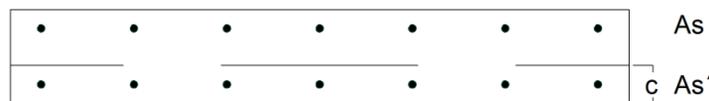


Figura 11. Sección de 1m de losa. $n = 9$ (relación E acero/ E_c)

$$A_s = 1/2 @ 30 + 1/2 @ 30 = 8.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 1/2 @ 20 = 6.45 \text{ cm}^2 \text{ (}\rho' = 0.43\%, \text{ se colocó este fierro para reducir deflexiones dif.)}$$

Mediante sumatoria de momentos estáticos de la sección agrietada transformada se calcula la posición del eje neutro desde el borde inferior ($c = 3.48 \text{ cm}$)

Luego se calculará la inercia agrietada (I_{cr}) de la sección en cuestión:

$$I_{cr} = \frac{100 * 3.48^3}{3} + (17) * 6.45 * (0.48)^2 + 8.6 * 9 * (8.52)^2 = 7050 \text{ cm}^4$$

Calculando las deflexiones (se empleó un modelo de un elemento empotrado en un extremo y libre en el otro):

- Deflexiones inmediatas

$$\text{Deflexión} = 0.25 * M * L^2 / EI$$

- a) Por carga muerta = $0.25 (1.16 \times 10^5) \times 225^2 / (220000 \times 7050) = 0.95 \text{ cm}$
- b) Por carga viva = $0.25 (1.01 \times 10^5) \times 225^2 / (220000 \times 7050) = 0.82 \text{ cm}$
- c) Por 15% de carga viva (se asume como carga sostenida) = $0.15 * 0.82 = 0.12 \text{ cm}$

- Deflexiones diferidas

$$\xi = 2 \text{ (para más de 5 años)}$$

$$\lambda = \xi / (1 + 50 \rho') = 1.646$$

- a) Por carga muerta = $1.646 \times 0.95 = 1.56 \text{ cm}$
- b) Por carga viva = $1.646 \times 0.82 = 1.34 \text{ cm}$
- c) Por 15% de carga viva = $1.646 \times 0.12 = 0.20 \text{ cm}$

- Deflexión total

- a) Con el 15% de carga viva sostenida = $0.95 + 1.56 + 0.12 + 0.20 = 2.83 \text{ cm}$

Límites de deflexiones

Según la norma E.060 para el caso de un volado que no soporta directamente elementos no estructurales que se puedan dañar, la deflexión máxima permisible para el 100% de la CV inmediata es la siguiente:

$$2L/360 = 1.25 \text{ cm} > 0.82 \text{ cm: OK}$$

La norma E.060 no establece otro límite para deflexiones aparte del mencionado, sin embargo, se empleará razonablemente el límite $2L/250$ para la deflexión total no compensada con la contraflecha. Este límite obedece a razones de apariencia.

Carga	Deflexión(cm)	Control
CM inmediata	0.95	1.5cm de contraflecha
15%CV inmediata	0.12	
CM diferida	1.56	
15%CV diferida	0.20	
Sumatoria de deflexiones menos contraflecha	1.33	$2L/250=1.8\text{cm}>1.33$ ok



5. EFECTOS DE TORSIÓN EN LAS VIGAS DE BORDE (EJES A Y C)

En la figura 3, se puede observar que las vigas de borde (V -01), que sirven como apoyo a las vigas interiores, estarán sometidas a efectos de torsión. En este caso se trata de una torsión hiperestática.

Partimos de tres momentos torsores indicados por la norma E.060 para el diseño por torsión y que son mostrados líneas más abajo. También, usaremos un modelo simple de una parrilla, que incluyan las vigas en cuestión.

Para la viga de sección 35x100 cm se debe calcular los valores de A_{cp} y P_{cp} , de acuerdo a la Figura 12, tomada de la Norma E.060.

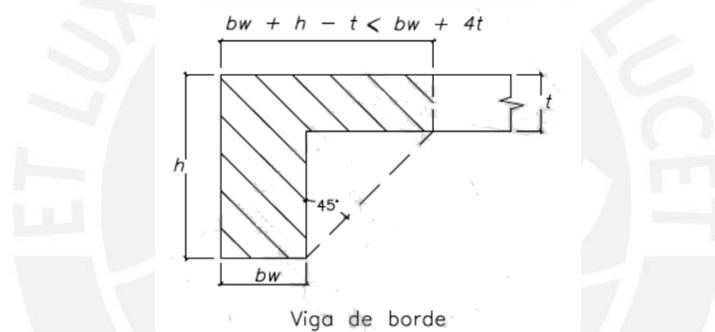


Figura 12. Sección de viga de borde sometida a torsión

A_{cp} = Area bruta=4176 cm²

P_{cp} = Perímetro exterior=374 cm

Los valores indicados por la norma E.060 para el diseño por torsión son los siguientes:

- El torsor por debajo del cual se pueden ignorar los efectos de torsión

$$T_u \leq 0.27 * \Phi * \sqrt{f'c} * \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) = 1.51 \text{ ton} * m$$

- El torsor de agrietamiento se asume que es igual a cuatro veces el torsor para ignorar torsión

$$T_{cr} = 6.04 \text{ ton} * m$$

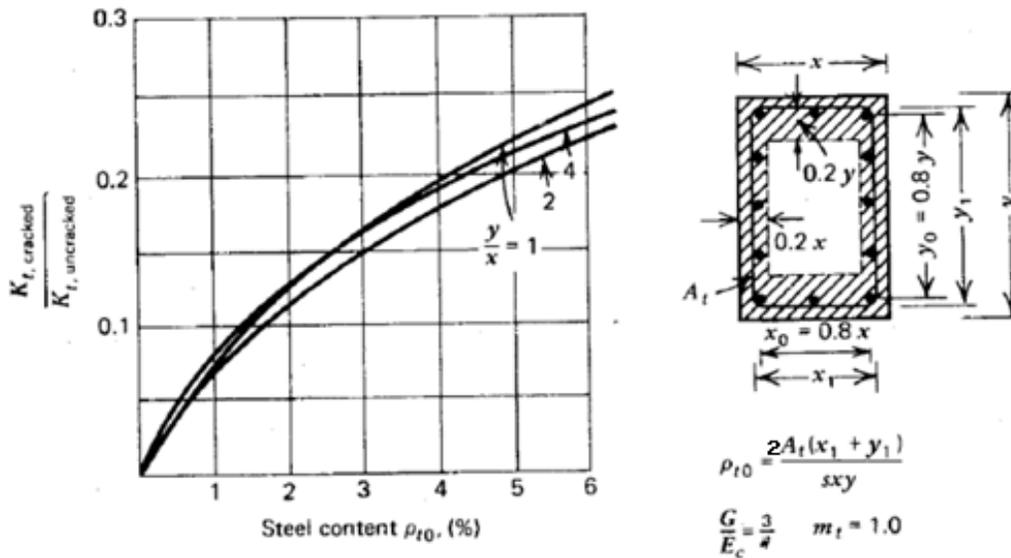
- El torsor con el cual diseñaremos según la norma, por tratarse de torsión hiperestática:

$$Tu = 1.1 * \Phi * \sqrt{f'c} * \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right) = 6.15ton * m$$

La rigidez torsional de la viga va disminuyendo a medida que la viga se va agrietando por torsión y en consecuencia tomará menos torsión. De esta manera, la rigidez torsional agrietada es un porcentaje de la no agrietada, alrededor del 20% (Ver Figura 13). Es decir, K_t agrietado/ K_t no agrietado = 0.20

Asimismo, la cantidad de acero por torsión colocada es directamente proporcional al K_t . Por lo tanto, mientras más acero por torsión, la sección controlará mejor las grietas y la relación K_t agrietada/ K_t no agrietado será mayor.

La figura 13, tomada del libro “Reinforced concrete structures” de R. Park y T. Paulay, muestra la relación entre la variación de la rigidez K_t versus el contenido de acero de estribos por torsión. La figura muestra que la relación y/x , relación de aspecto, no es determinante. Asimismo, si se pone grandes cantidades de acero de refuerzo, la sección agrietada es el 20% de la no agrietada.



$$K_{t, cracked} = \frac{E_s(x_0 y_0)^2 A_t}{l(x_0 + y_0)s} \sqrt{m_t}$$

$$m_t = \frac{Vol_t}{Vol_t} = \frac{A_t}{2(x_0 + y_0)} \times \frac{s}{A_t}$$

Figura 13. Relación K_t agrietado/ K_t no agrietado vs contenido de acero. Park y Paulay.

En la figura 14 se muestra el modelo de parrilla empleado para las vigas en cuestión. En los extremos de las vigas V -01 (35x100) se asume un empotramiento, puesto que llegan a placas.

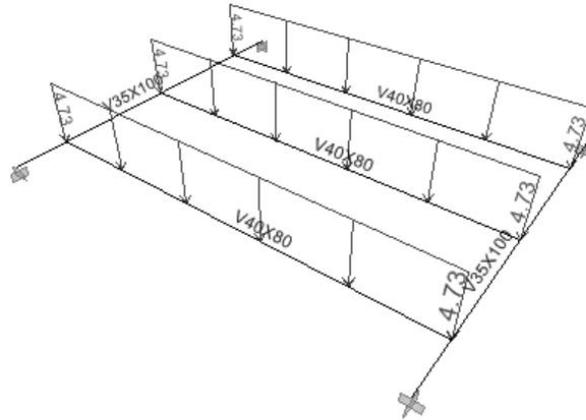


Figura 14. Modelo de la parrilla. Carga distribuida última en ton-m.

Probando rigidez torsional (K_t) al 100%, se obtiene que el momento torsor es de 45 ton*m, un caso casi imposible de diseñar. Asimismo, el momento flector negativo de la viga interior es de -16 ton*m, y el momento flector positivo de 94 ton*m

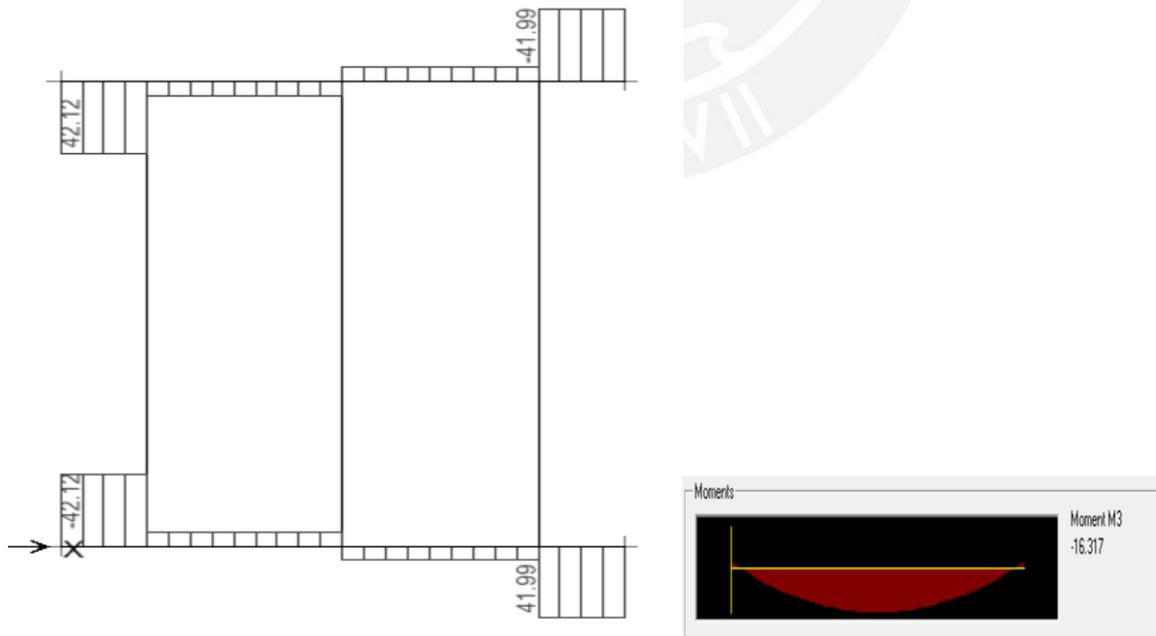


Figura 15. Resultados con $K_t=100\%$. Momentos en ton-m

Probando con el K_t al 50%, se obtiene una disminución del momento torsor hasta llegar a 27 ton*m. Se puede ver que el momento flector negativo de las vigas interiores es de -7.3 ton*m. y el momento flector positivo al centro es de 103 ton*m.

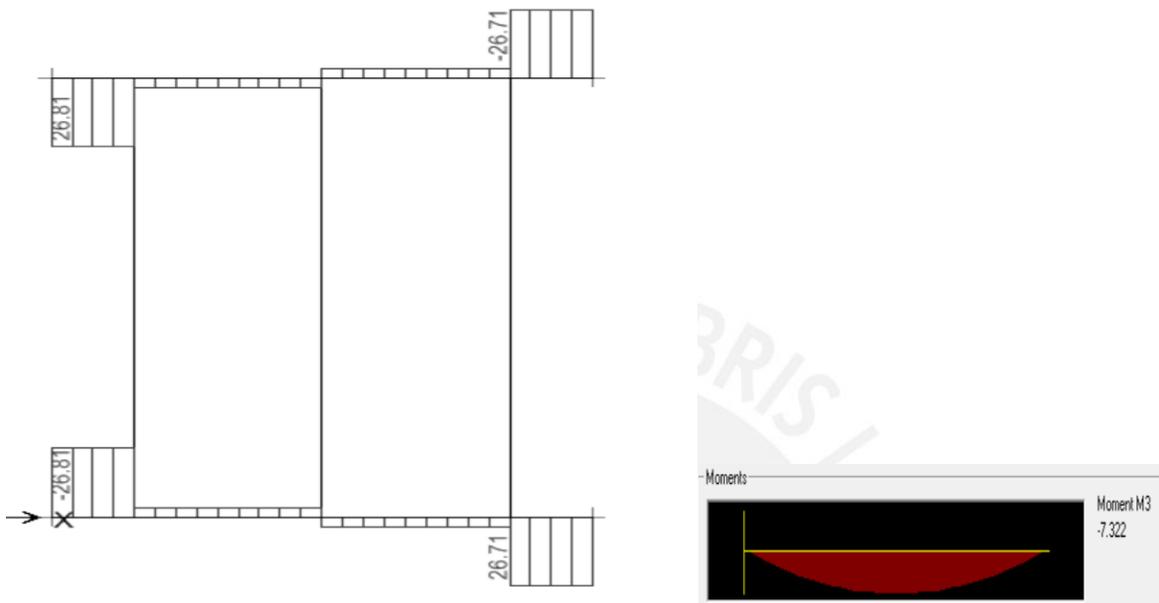


Figura 16. Resultados con $K_t = 50\%$. Momentos en Ton-m

Con un K_t de 20%, el momento torsor es 13 ton.m, mientras que el momento flector negativo en la viga interior es de 2 ton.m y el momento flector positivo es 108 ton.m

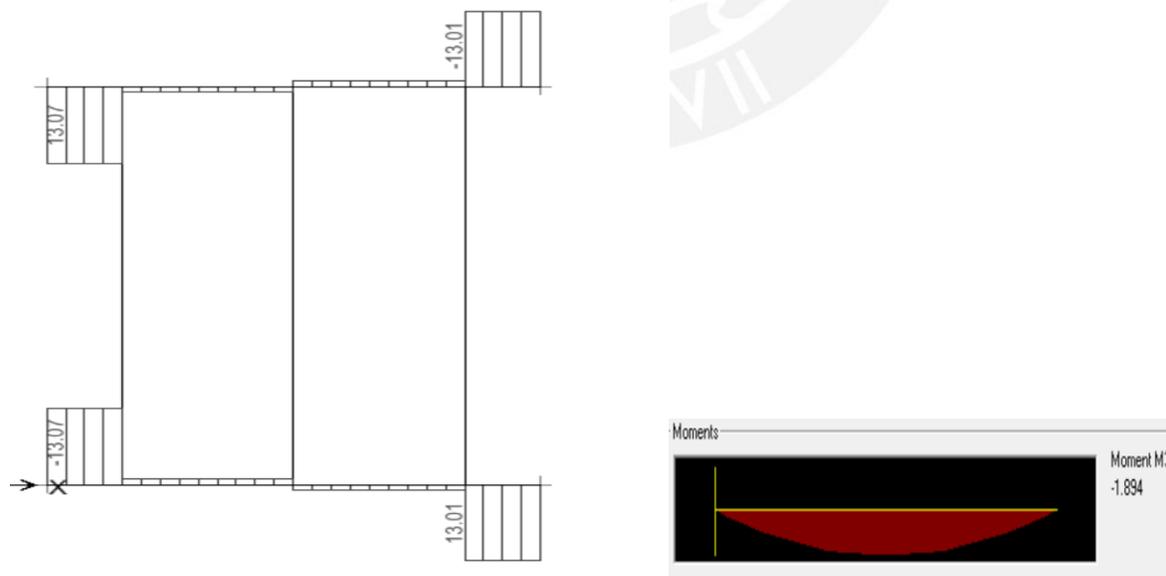


Figura 17. Resultados con $K_t = 20\%$. Momentos en Ton-m

Con un K_t de 9%, se observa que el momento torsor es similar al de diseño 6.4 ton*m. Además, se obtiene que el momento flector negativo de las vigas interiores es de -0.48ton*m y el momento flector positivo es de 109 ton*m.

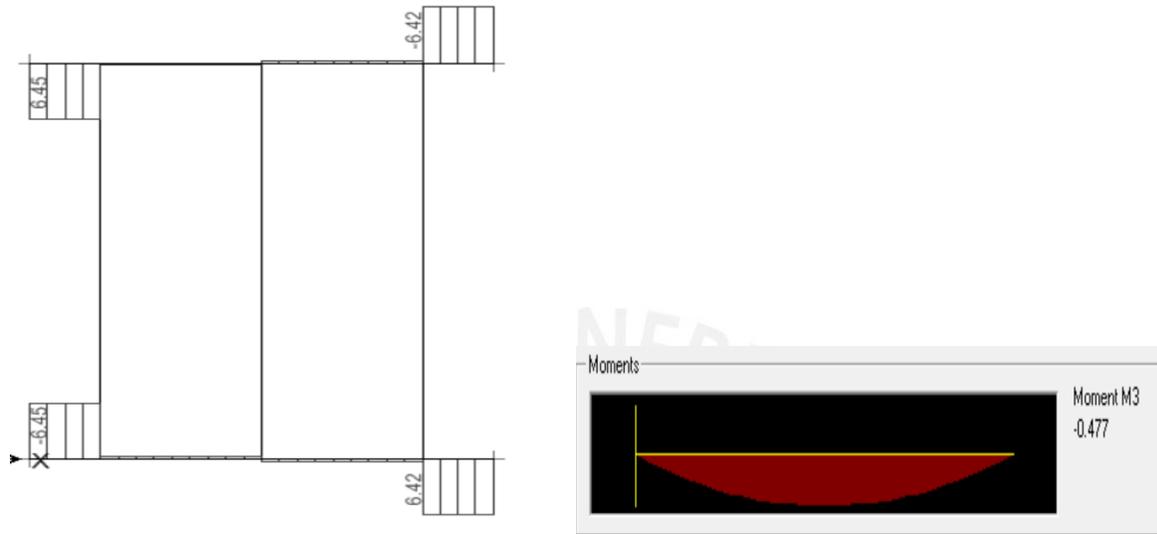


Figura 18. Resultados con $K_t = 9\%$. Momentos en Ton-m

En conclusión, recién al reducir K_t al 9% se obtiene un momento torsor similar al valor de diseño utilizado de acuerdo a la norma. Con este porcentaje, se puede decir que las vigas interiores se comportan como simplemente apoyadas.

6. DISEÑO DE VIGAS INTERIORES (V-02)

Diseño por flexión

A continuación se muestra el modelo de la viga en cuestión con las cargas obtenidas del metrado de cargas.

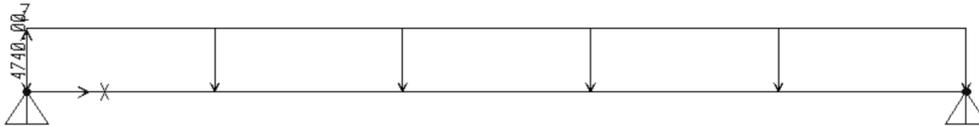


Figura 19. Modelo de vigas interiores. $W_u=4740\text{kg-m}$

La sección de la viga, será una T pues tomará cierto aporte de la losa maciza para su sección.

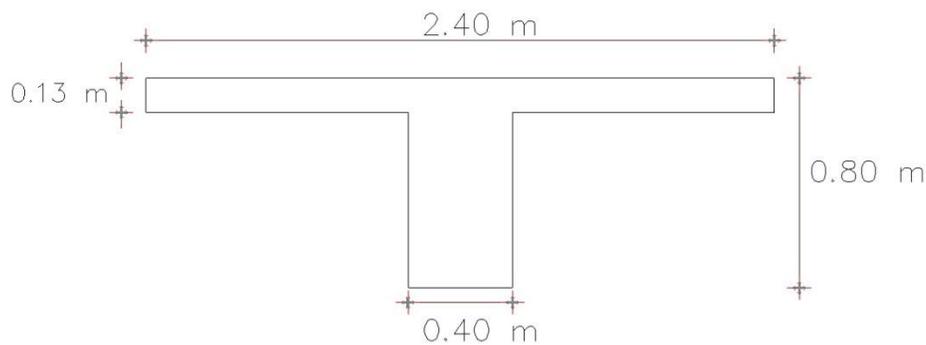


Figura 20. Sección de vigas interiores

Se tiene para esta viga el momento de inercia respecto al eje centroidal:

$$I_g = 3353000\text{cm}^4$$

Los límites de acero mínimo para la sección, calculada según la norma E.060:

$$A_{smin (+)} = \frac{(0.7x\sqrt{210})x40x72}{4200} = 7 \text{ cm}^2$$

$$* A_{smin (-)} = \frac{1.2x\left(\frac{3353000}{25}\right)x(2x\sqrt{210})}{0.9x4200x0.95x72} = 18 \text{ cm}^2$$

*Referencia: *Apuntes del curso Concreto Armado 1, G. Ottazzi (Referencia 10)*

Del modelo realizado para esta viga y del metrado de cargas, se puede obtener el momento máximo positivo al centro de la luz con el cual diseñaremos:

$$M_u \text{ max (+)} = 110250 \text{ kg.m}$$

Para este momento flector y para $b=240 \text{ cm}$ y $d=80-8=72 \text{ cm}$, se obtiene la siguiente área de acero necesaria (usando la tabla de K_u para $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$):

$$K_u=9.11 \longrightarrow \rho=0.25\% \longrightarrow A_s=42 \text{ cm}^2 > A_{s(+)\text{min}}$$

El acero máximo positivo se puede hallar de la siguiente manera, siguiendo la teoría de la falla balanceada para poder llegar al área de acero máximo:

- Para la falla balanceada: $a_b = 0.588x\beta_1xd = 35.9 \text{ cm}$

Luego, calculando la fuerza de compresión en el concreto:

$$C_{cb}=0.85x210x((240-40)*13+35.9*40)=720000 \text{ kg}$$

Finalmente $A_{sb} = \frac{C_{cb}}{4200} = 171 \text{ cm}^2$ Por lo tanto, $A_{smax} = 0.75A_{sb} = 129 \text{ cm}^2$

Se puede comprobar que el área de acero que se necesita (42 cm^2) es menor que el A_{smax} . Por lo tanto se puede elegir tentativamente 9 fierros de $\phi 1''$ para cubrir esa demanda. Para el caso del acero negativo, bastará con colocar una distribución que cubra el $A_{s(-)\text{min}}$. Se escoge colocar 4 $\phi 1''$ corridos en los 40 cm de ancho, además para controlar deflexiones diferidas.

Diseño por cortante

Se determinó la fuerza cortante última, V_u , a “d” de la cara

$$V_u = 28\,120 \text{ kg}$$

Además, la fuerza cortante resistente por el concreto es la siguiente:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 40 \times 72 = 18800 \text{ kg}$$

La resistencia a la fuerza cortante, V_s , que deberán proporcionar los estribos es:

$$V_s = \frac{28120}{0.85} - \frac{18800}{0.85} = 11000 \text{ kg}$$

También se calculará el valor de la cortante límite, $V_{s\text{lim}}$, lo cual nos permitirá saber cuál es el espaciamiento máximo permitido para esta viga:

$$V_{s\text{lim}} = 1.1 * \sqrt{210} * 40 * 72 = 45\,900 \text{ kg}$$

Como el valor de $V_{s\text{lim}}$ es mayor que el del V_s calculado, se sabe que el espaciamiento máximo S , será el siguiente: $S_{\text{max}} = d/2 = 72/2 = 36 \text{ cm}$

Ahora se calculará el espaciamiento que se obtiene para la fuerza cortante resistente de los estribos. Cabe mencionar que para este caso se usarán estribos simples de $\phi 3/8$.

$$S = \frac{A_v \times F_y \times d}{V_s} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 72}{11000} = 39 \text{ cm}$$

Como se puede notar, este espaciamiento es mayor que el máximo. Por lo tanto, la distribución de estribos escogida es la siguiente: 1 @10, 6 @ 20, R @ 35.

Deflexiones

Para el cálculo de las deflexiones que se tendrán en la viga, se utilizará la Inercia para la sección fisurada.

Se tiene $A_s = 45.9 \text{ cm}^2$, $A_s' = 40.8 \text{ cm}^2$ (considerando el empalme de los 4 fierros de $\phi 1''$ superiores en el medio de la viga) y $n = 9.2$ (factor de conversión para sección transformada).

$$C = 13.8 \text{ cm (eje neutro fuera del ala)}$$

Calculando la inercia fisurada, I_{cr} , de la sección:

$$I_{cr} = \frac{240 \times 13^3}{12} + 240 \times 13 \times (13.8 - 6.5)^2 + \frac{40 \times 0.8^3}{3} + 9.2 \times 45.9 \times (72 - 13.8)^2 + 17.4 \times 40.8 \times (13.8 - 8)^2 = 1\,660\,000 \text{ cm}^4$$

- Deflexiones inmediatas

a) Debido a carga muerta:

$$M_{cm} = \frac{2.34 \times 13.30^2}{8} = 51.74 \text{ ton.m}$$

$$\Delta i_{cm} = \frac{5 \times M_{cm} \times l^2}{48 \times E \times I_{cr}} = \frac{5 \times 51.74 \times 1330^2 \times 10^5}{48 \times 220000 \times 1660000} = 2.6 \text{ cm}$$

b) Debido al 100% de la carga viva:

$$\Delta i_{cv} = \frac{0.84 \times 2.6}{2.34} = 1 \text{ cm}$$

c) Debido al 25 % de la carga viva, la cual se estima que actuará permanentemente:

$$\Delta i_{cv}(25\%) = 0.25 \times 1 = 0.25 \text{ cm}$$

- Deflexiones diferidas:

Para las deflexiones diferidas, se calculará primero el factor de deflexiones diferidas λ :

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} = \frac{2}{1 + 50 \times 0.008} = 1.42$$

Para el caso del parámetro ξ se usará 2, el cual indica para una duración de la carga de 5 a más años. Por otro lado, la cuantía en compresión se calculó dividiendo el área de acero en compresión $A_s' = 8 \times 5.1 = 40.8 \text{ cm}^2$ entre 40×72 que es el área de la sección.

a) Por carga muerta $\Delta_{dif} \text{ cm} = 1.42 \times 2.6 = 3.7 \text{ cm}$

b) Por carga viva $\Delta_{dif} \text{ cv} = 1.42 \times 1 = 1.42 \text{ cm}$

c) Por carga viva $\Delta_{dif} \text{ cv} (25\%) = 1.42 \times 0.25 = 0.36 \text{ cm}$

- Deflexión total:

a) Deflexión asumiendo 25% de carga viva sostenida = $2.6 + 0.25 + 3.7 + 0.36 = 6.9 \text{ cm}$

Límites de deflexiones

Según la norma E.060 para el caso de una viga que no soporta directamente elementos no estructurales que se puedan dañar, la deflexión máxima permisible para el 100% de la CV inmediata es la siguiente:

$$L/240 = 5.54 \text{ cm} > 1 \text{ cm: OK}$$

La norma E.060 no establece otro límite para deflexiones aparte del mencionado, sin embargo, se empleará el $L/250$ antes mencionado para deflexiones diferidas no compensadas con la contraflecha.

Carga	Deflexión(cm)	Control
CM inmediata	2.6	3.5 cm de contraflecha
25%CV inmediata	0.25	
CM diferida	3.7	
25%CV diferida	0.36	
Sumatoria de deflexiones menos contraflecha	3.41	$L/250=5.3\text{cm}>3.41$ ok

Con esto se puede decir que la viga es adecuada y verificada por deflexión.

7. ELECCIÓN DE LA MEJOR OPCIÓN PARA EL TECHO

Para elegir la mejor opción de techado se tomarán en cuenta ciertos criterios de comparación entre las dos opciones diseñadas en los acápites anteriores.

Factor económico

Uno de los criterios para usar como comparación es el económico. Para este se presentará, a continuación, un presupuesto estimado sobre el costo de fabricación de una viga, tanto de concreto como de acero.

En el siguiente cuadro se puede observar el metrado realizado para una de las vigas de 40x80 de concreto armado que servirán para sostener la losa maciza. Estos precios fueron tomados de la revista "Costos" de su edición de Marzo 2013.

Partida	DESCRIPCION	UND	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.	SUB TOTAL
01	ESTRUCTURAS					
1.01	VIGAS					
01.01.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	28.5	61.00	1,739	
01.01.02	ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 en VIGAS	kg	666.1	4.50	2,998	
01.01.03	CONCRETO EN VIGAS f'c=210 kg/cm2	m3	4.3	337.00	1,436	
						S/. 6,173

A continuación se muestra, también, un presupuesto estimado para lo que sería el costo de un perfil metálico con las características halladas en el predimensionamiento, es decir de un perfil W21x55:

VIGA DE ACERO DESTRUCTURAL W21X55	UND	Metrado	Precio unitario	Parcial (S/.)	
Transporte de viga hasta zona de descarga	GLB	1.00	200.00	200.00	
VIGA DE ACERO ESTRUCTURAL W21X55	KG	1,091.00	7.00	7,637.00	
PLANCHAS DE APOYO DE ACERO ESTRUCTURAL	KG	119.6	5.00	598.00	
SOLDADOR	hh	3.00	87.00	261.00	
ENCOFRADO (APUNTALAMIENTO)	dia	5.00	8.00	40.00	
IZADO DE LA VIGA (Grúa autopropulsada 20 Ton)	hm	3.00	219.00	657.00	
CONECTORES DE CORTANTE (inc. Soldadura a viga)	UND	120.00	8.50	1,020	
PINTURA Y PROTECCION CONTRA INCENDIOS (2 capas)	M2	40.2	47.8	1922	
				TOTAL	S/. 12,334

Como se puede ver en los presupuestos mostrados anteriormente, la viga de concreto armado es más barata que la viga de acero. Esto se debe a que la viga de acero estructural necesita una mano de obra más calificada como soldadores y un tipo de tratamiento especial en cuanto a transporte e izaje, el cual involucra otro tipo de logística como una grúa y protección contra la corrosión.

Factor referido a la constructabilidad

El factor de constructabilidad es algo que hoy en día está tomando mayor énfasis dentro de la industria de la construcción. Este concepto se refiere precisamente a incluir la experiencia de la construcción dentro del diseño, de tal manera que se hagan diseños que sean captados fácilmente y que puedan ser construidos sin mayor problema por parte del constructor. Por esta razón, para fines de tomar una decisión adecuada entre las dos opciones que se manejan, se

presentará a continuación el procedimiento constructivo concebido para la opción que usa vigas metálicas.

- a) Se trabaja la armadura de las 4 placas y 4 columnas, se encofran y vacían hasta la altura de fondo de viga (1 metro menos para las placas y 50 cm para las columnas).

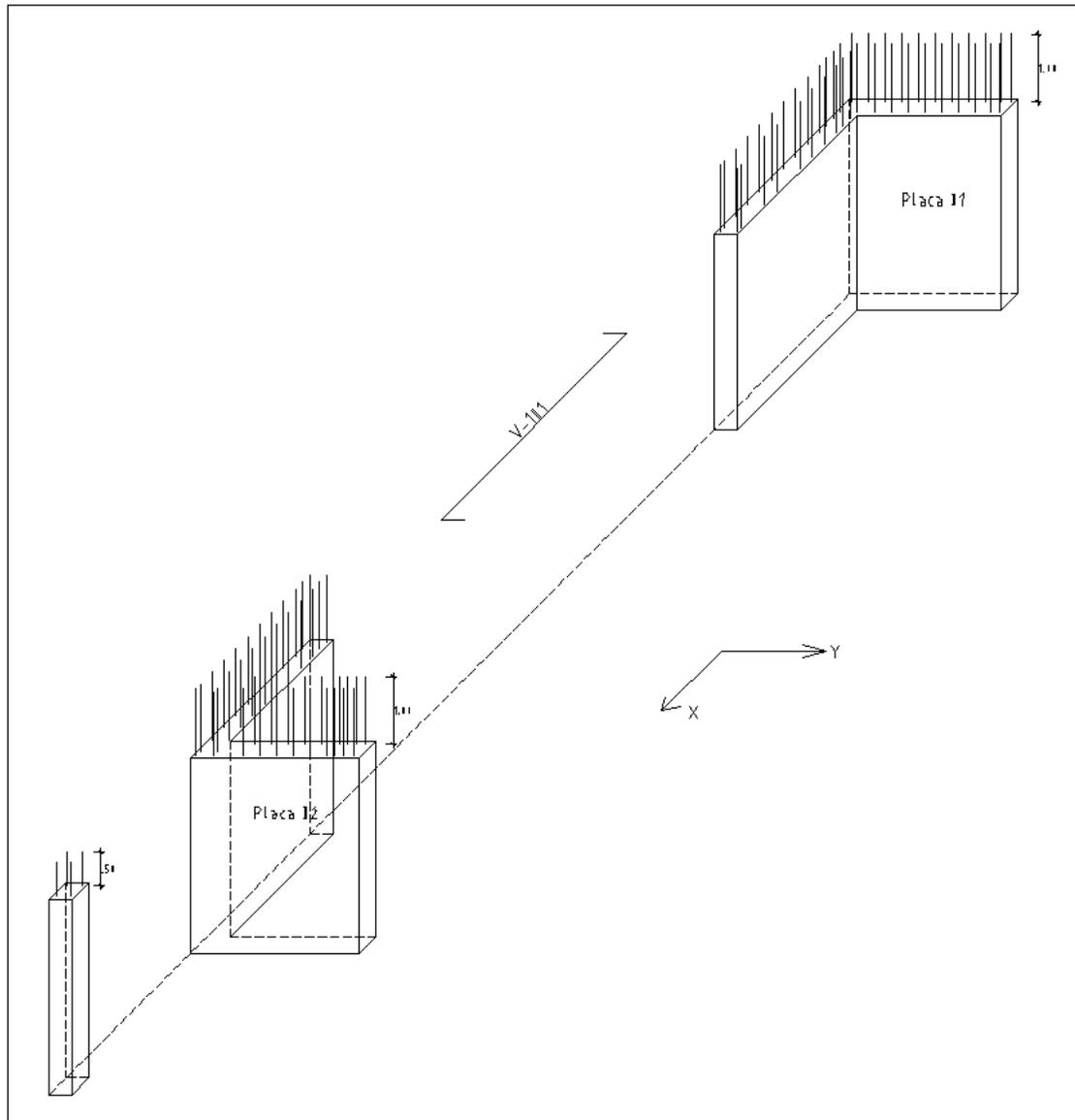


Figura 21.

b) Se procede a vaciar las vigas V-01, las cuales cargarán a las vigas metálicas. Estas vigas tendrán unas planchas, también metálicas, que servirán para unir las vigas de concreto con las metálicas. En la imagen que se presenta a continuación se muestra las placas en la dirección “y” donde se pueden notar los fierros de la losa maciza que se dejaron durante el vaciado de las vigas.

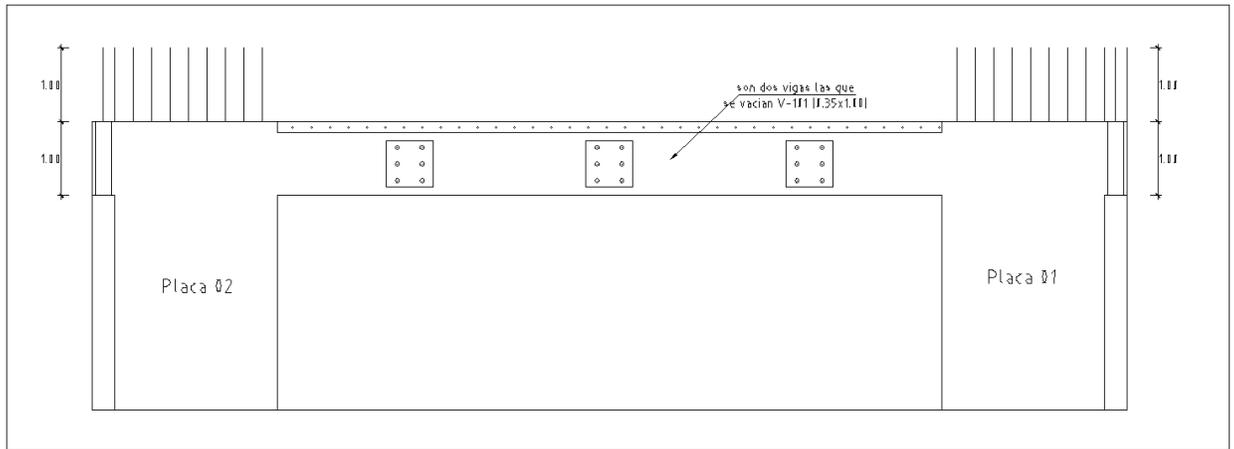


Figura 22

c) Se izan las vigas metálicas, las cuales ya cuentan con los conectores de cortante, y se colocan en posición para que puedan ser soldadas a las planchas.

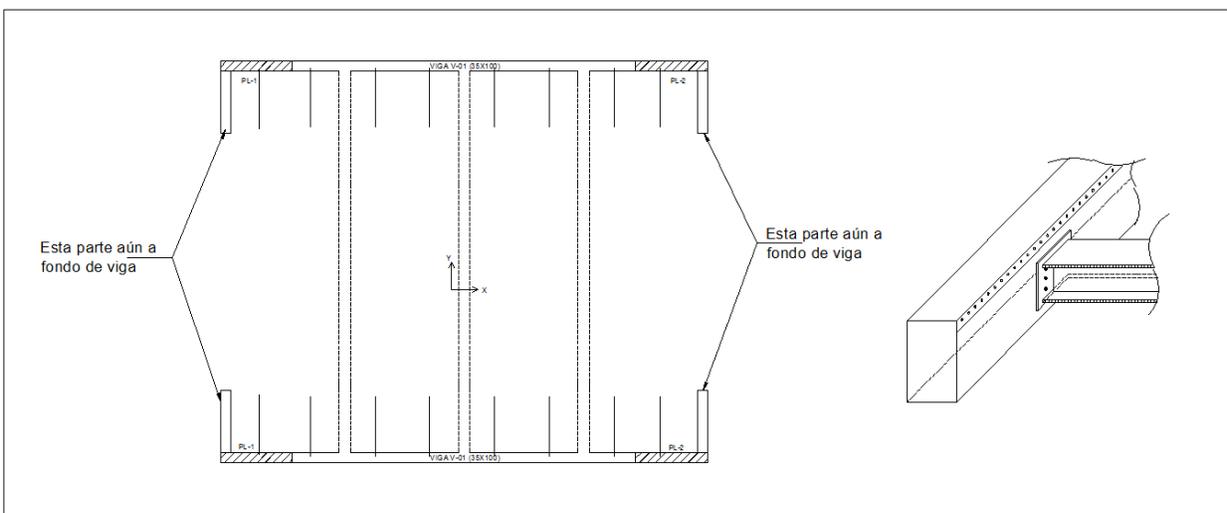


Figura 23

d) La viga metálica es apuntalada para que trabaje en sección compuesta con la losa maciza.

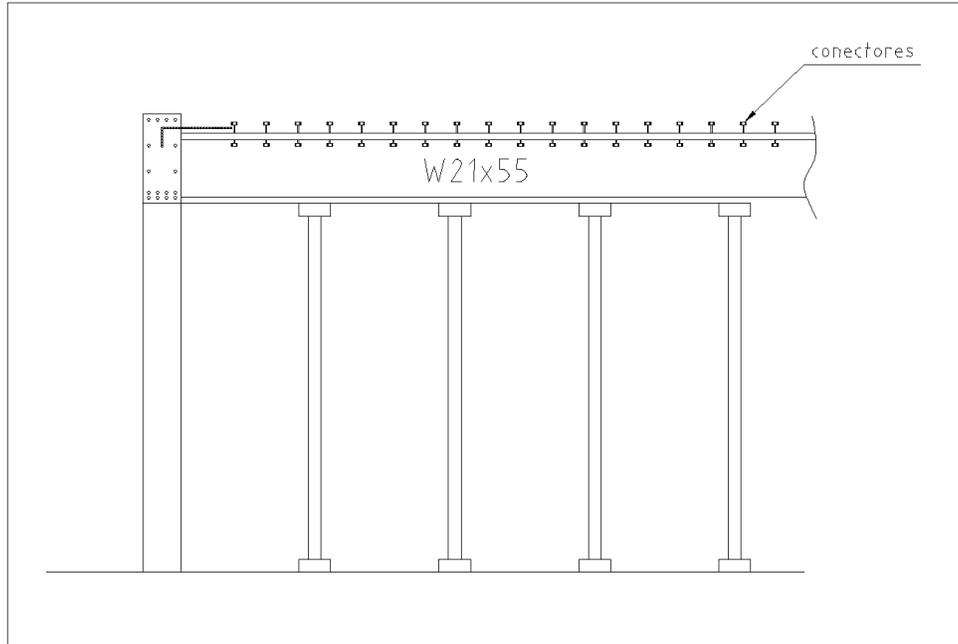


Figura 24

e) Se encofra y coloca la armadura de la losa maciza y las vigas faltantes (V03, V04 y V05).

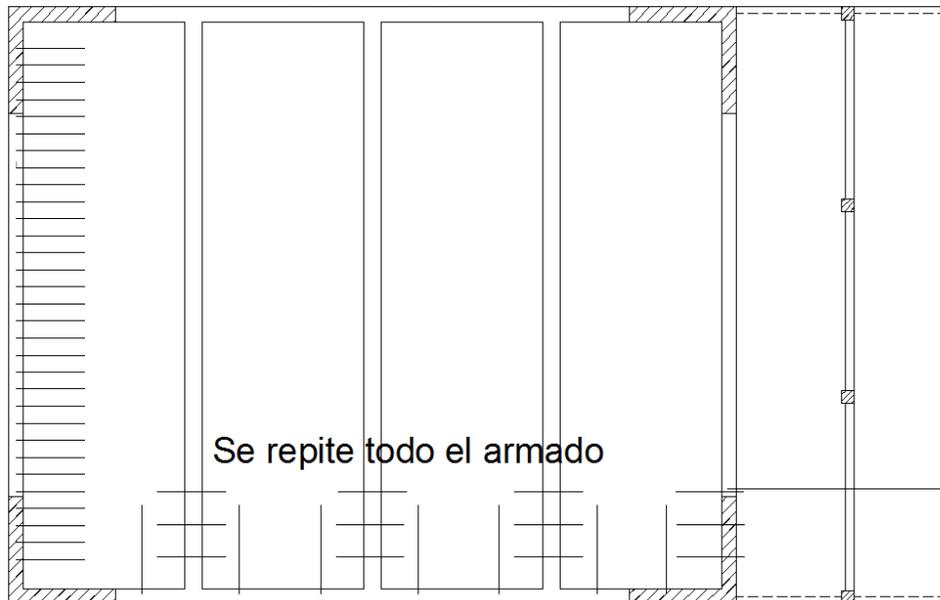


Figura 25

De esta manera se demuestra que se puede llevar a cabo usando un procedimiento que no requiera de mayores complicaciones.

Por otro lado, la opción donde se usaran vigas de concreto armado de 40x80 cm seguirá un procedimiento constructivo tradicional y el cual no requiere mayor especificación.

Conclusiones y elección de la mejor opción:

Luego de revisar el presupuesto para las vigas de las dos opciones de techado, se puede notar que económicamente es más favorable la viga de concreto armado, la cual es 50% más barata respecto a la viga metálica. Esta posición se refuerza cuando se describe el procedimiento constructivo para llevar a cabo el techado usando vigas metálicas, donde se puede comprobar que el proceso a seguir es necesita de mucha precisión y de mano de obra calificada para obtener un resultado favorable. Sin embargo, si se aplica tecnologías y procedimientos adecuados de programación, se puede llegar a un buen resultado con el uso de vigas metálicas pero para fines de este trabajo no se tratará el tema de la programación. Por esta razón, según los dos factores comparativos elegidos, se concluye que la mejor opción de techado es usando el sistema convencional de vigas de concreto armado y losa maciza.

8. ANÁLISIS SÍSMICO

Para el análisis sísmico se empleará el espectro de diseño definido en la Norma Técnica de Edificaciones E.030 Con este espectro se evaluarán los desplazamientos y fuerzas internas en la estructura, las fuerzas se escalarán y combinarán con cargas de gravedad para lograr un diseño de acuerdo a norma.

El análisis se hará en ambas direcciones principales, X e Y, independientemente.

Se realizará un análisis dinámico mediante la superposición espectral. Se utilizará el programa ETABS como herramienta de análisis. Adicionalmente, se realizará un análisis estático y un análisis dinámico en traslación pura con el fin de comparar resultados.

8.1 Propiedades de la estructura, parámetros sísmicos y espectro de diseño

Los techos son diafragmas rígidos. La masa traslacional y la inercia rotacional serán representadas en los centros de gravedad de los pisos adicionando una excentricidad equivalente al 5 % de la longitud perpendicular al análisis.

Asumiendo que la masa se encuentra uniformemente distribuida en las losas de los pisos, el centro de masas tiene las coordenadas (11 ; 7) m para los tres primeros techos y (9.88; 7) m para el cuarto techo. La intersección de los ejes 1 y C definen el punto (0 ; 0). Ver Figura 1.

En un movimiento de traslación y rotación conjunta, como el que experimenta el diafragma, el centro de rotación (CR) puede definirse como el punto alrededor del cual hay rotación.

Las coordenadas del centro instantáneo de rotación se pueden hallar aplicando un momento torsor de 100 ton-m (dirección Z-Z) en el centro de masas del cuarto techo (azotea).

Para desplazamientos pequeños, igualando el desplazamiento del centro de rotación a cero y con las fórmulas de Mohr, se tiene las siguientes relaciones:

$$X_{cr} = -Dy/\theta$$

$$Y_{cr} = Dx/\theta$$

Donde:

Dy: desplazamiento del centro de masas en Y

Dx: desplazamiento del centro de masas en X

Xcr, Ycr: coordenadas del centro de rotación respecto al centro de masa.

θ : Angulo de rotación de la planta

Techo	Diafragma	Dx(m)	Dy(m)	θ	Xcr (m)	Ycr(m)
Techo1	D1	0	0.00001	0.000004	-2.50	0.00
Techo2	D2	0	0.000035	0.000012	-2.92	0.00
Techo3	D3	$1 \cdot 10^{-6}$	0.000069	0.000023	-3.00	0.04
Techo4	D4	$1 \cdot 10^{-6}$	0.000079	0.000036	-2.20	0.03

A continuación, se muestra las coordenadas del centro de masa y del centro de rotación obtenidas aplicando el momento torsor en el piso superior y las coordenadas obtenidas automáticamente del programa. Las coordenadas mostradas a continuación están referidas a la intersección de los ejes 1 y C.

Techo	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	XCR ETABS(m)	YCR ETABS (m)
Techo1	10.76	6.8	8.26	6.8	8.27	6.82
Techo2	10.76	6.8	7.84	6.8	8.01	6.82
Techo3	10.76	6.8	7.76	6.84	7.86	6.82
Techo4	9.96	6.8	7.77	6.83	7.73	6.82

La posición del centro de rigidez calculada y la obtenida con el programa difieren en 17cm en el peor de los casos, es decir en 0.8% de la longitud de la planta, lo que significa una variación despreciable.

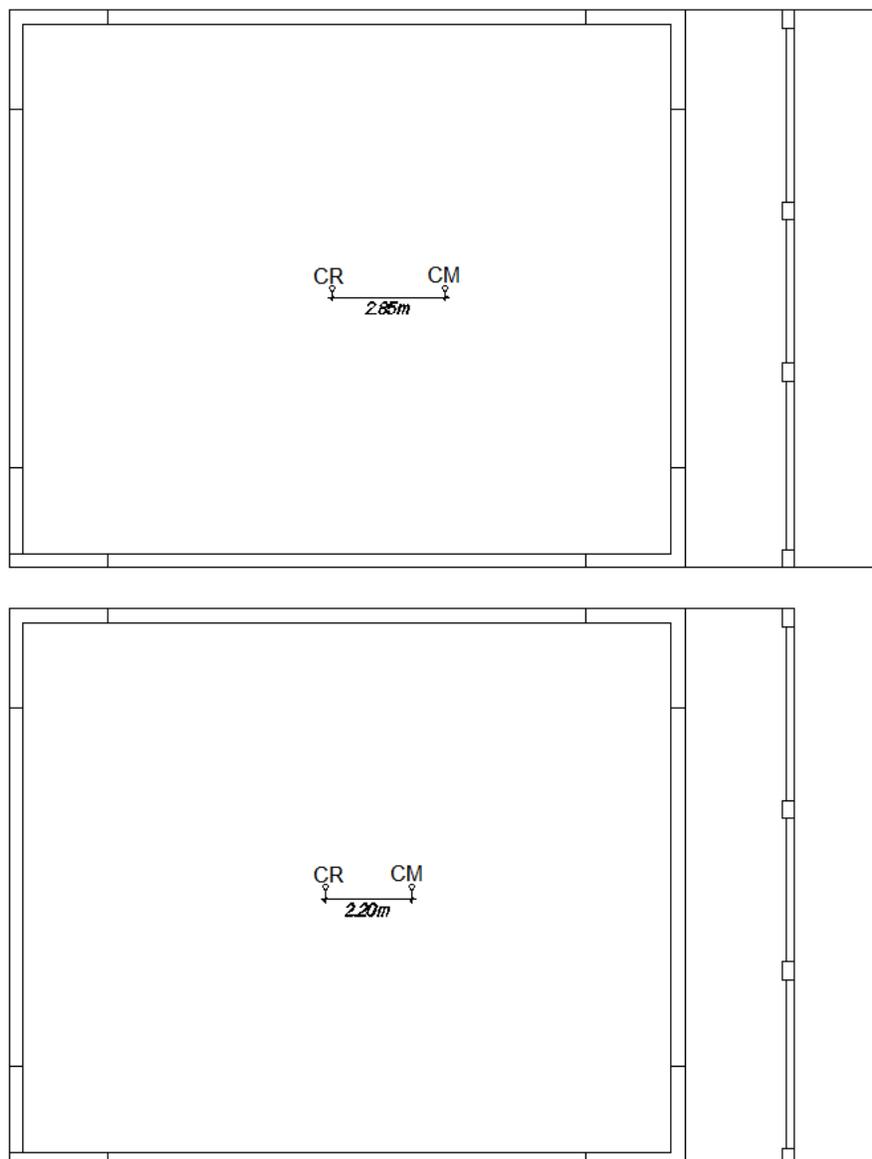


Figura 26. Centro de masas y centro de rotación en plantas.

El centro de rotación está a 2.85m en promedio a la izquierda del centro de masas para los primeros 3 pisos. En el último piso está a 2.20m. Esta distancia considerable entre CM y CR harán que el edificio presente torsión cuando ocurra un sismo en Y.

Los parámetros sísmicos utilizados son los siguientes:

- Factor de Zona (Z) Relaciona la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.
Z=0.4 (El edificio se encuentra en Lima, Zona 3)

- **Parámetro del suelo (S)** El suelo es tipo S1, correspondiente a rocas o suelos muy rígidos.
 $S = 1 \quad T_p = 0.4$
- **Factor de amplificación sísmica (C)** Se entiende como el factor de amplificación de la respuesta de la estructura frente a la aceleración del suelo.
 $C = 2.5 \times (T_p/T)^1 \quad C \leq 2.5$
- **Factor de uso (U)** Relaciona la importancia del edificio.
 $U = 1.5$ (El edificio está dentro de un centro de educación y podría servir como refugio en casos extremos)
- **Configuración estructural.** El edificio no presenta piso blando, irregularidad de masa, irregularidad geométrica vertical ni discontinuidad de sistemas resistentes (irregularidades en altura). Tampoco presenta esquinas entrantes, discontinuidad del diafragma ni irregularidad torsional (irregularidades en planta)
 Edificio regular. (Se verificará más adelante que no existe irregularidad torsional)
- **Coefficiente de reducción.** El edificio cuenta con placas generosas que tomarán toda la cortante sísmica.
 $R = 6$ (Edificio de concreto armado de muros estructurales)

Parámetro	Característica	Valor
Z =	Zona 3	0.4
S =	S1	1
Tp =	-	0.4
U =	Esenciales	1.5
g	9.8	

Tipo	Concreto	
Dirección	x-x	y-y
Sistema	Muros estructurales	Muros estructurales
Regularidad	Regular	
	R	
	6	6
	6	6
	Factor xx =	Factor yy =
ZUg / R	0.981	0.981

En la siguiente figura, se muestra el espectro de pseudo aceleración (para S1) que relaciona los valores de Sa con el C correspondiente de acuerdo a los periodos.

$$C = 2.5 \times (T_p/T)^1$$

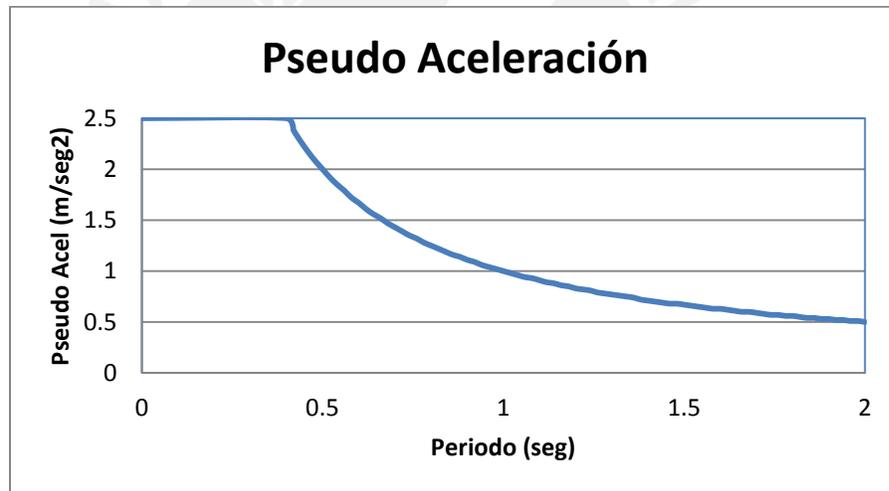


Figura 27. Espectro de diseño.

Se escala este espectro con el valor de ZUg/R = 0.981. De esta forma se tiene $S_a = (ZUCS/R)g$

8.2 Resultados del Análisis sísmico dinámico

Modos de vibración

La siguiente tabla muestra los resultados del periodo y de masa participante en las dos direcciones para los 12 modos de vibración (3 grados de libertad por piso)

Modo	Periodo	%Masa Participante eje x-x	%Masa Participante eje y-y	Sum. M. Participante eje x-x	Sum. M. Participante eje y-y
1	0.32	71.75	0.40	71.75	0.40
2	0.31	0.42	67.64	72.17	68.03
3	0.21	0.00	4.54	72.17	72.57
4	0.07	0.01	18.61	72.19	91.19
5	0.07	20.00	0.01	92.19	91.20
6	0.05	0.00	1.02	92.19	92.22
7	0.03	0.00	5.56	92.19	97.78
8	0.03	6.06	0.00	98.25	97.78
9	0.02	0.00	0.33	98.25	98.11
10	0.02	0.00	1.63	98.25	99.74
11	0.02	1.75	0.00	100.00	99.74
12	0.02	0.00	0.26	100.00	100.00

De la anterior tabla se observa que el periodo predominante en la dirección X es de 0.32 seg, pues se tiene un mayor porcentaje de masa participante (72 %). En la dirección Y, el periodo predominante es 0.32 seg, correspondiente al segundo con una masa participante de 68 %. Esta igualdad en los periodos se debe a que el edificio es prácticamente tan rígido en X como en Y.

Irregularidad torsional

La norma E.030 dice que desplazamiento relativo máximo en un extremo del edificio no debe ser mayor que 1.3 veces el promedio entre este desplazamiento relativo y el correspondiente a su extremo opuesto. De lo contrario hay irregularidad

La figura 28 muestra, en la parte inferior, el punto de mayor desplazamiento relativo.

El desplazamiento relativo elástico de este punto es 3.6 mm y el que corresponde a su extremo opuesto es 1.9 mm.

$$1.3 (\text{prom de desp. relativo}) = 3.58\text{mm} < \text{max desplazamiento relativo}$$

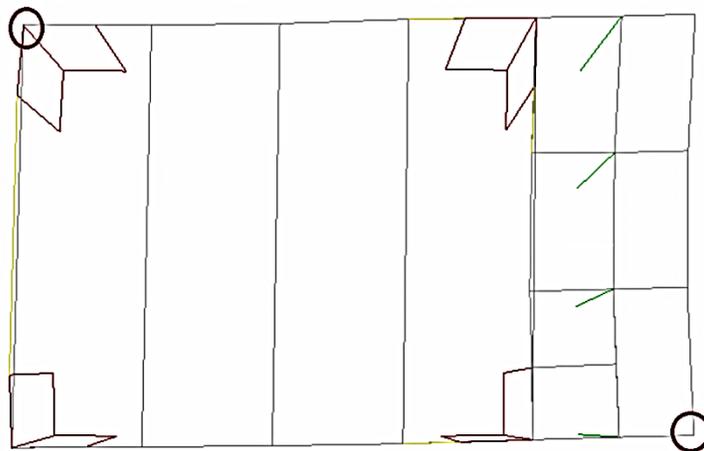


Figura 28. Deformada de la estructura con sismo en Y-Y.

Se observa que en cuanto a torsión, el edificio está dentro de los límites de la norma. Se considerará que, tal como se asumió, no existe irregularidad torsional ni alguna otra. Por lo tanto, el edificio es regular $R=6$.

Desplazamientos

Los desplazamientos inelásticos se obtienen multiplicando por $\frac{3}{4} R = 4.5$ los desplazamientos elásticos obtenidos.

NIVEL	Load	Deriva elástica. En X (mm)	Deriva elástica. En Y (mm)	Deriva inelástica X (1/1000)	Deriva inelástica Y (1/1000)
TECHO4	SISX	0.839		3.78	
TECHO4	SISX		0.048		0.22
TECHO4	SISY	0.199		0.90	
TECHO4	SISY		1.007		4.53
TECHO3	SISX	0.834		3.75	
TECHO3	SISX		0.057		0.26
TECHO3	SISY	0.197		0.89	
TECHO3	SISY		1.071		4.82
TECHO2	SISX	0.686		3.09	
TECHO2	SISX		0.047		0.21
TECHO2	SISY	0.161		0.72	
TECHO2	SISY		0.886		3.99
TECHO1	SISX	0.316		1.42	
TECHO1	SISX		0.019		0.09
TECHO1	SISY	0.077		0.35	
TECHO1	SISY		0.39		1.76

La deriva en X es 3.8/1000 y en Y es 4.8/1000. En todos los casos se está cumpliendo que la deriva es menor a la límite por norma para edificios de concreto armado (7/1000)

Cortante Basal

Todos los modos de vibración tienen periodos menores a 0.4 seg, entonces el C que emplearemos será de 2.5. La cortante estática se define de la siguiente manera:

$$V \text{ estática} = (ZUCS/R)*P$$

NIVEL	MASA (ton)
TECHO1	30.8
TECHO2	30.8
TECHO3	30.8
TECHO4	23.9
Masatotal	116.3
Peso (ton)	1140

- Z=0.4 U=1.5 C=2.5 S=1 R=6 P=1140
- Cortante estática x =285ton Cortante estática y =285ton
- 80% Cortante estática =228 ton

La cortante dinámica en la base fue obtenida del modelo estructural con la superposición espectral de modos (combinación cuadrática completa CQC)

NIVEL	Load	Vx (ton)	Vy (ton)
TECHO4	SISX	86.86	0.43
TECHO4	SISY	0.44	80.88
TECHO3	SISX	152.75	0.75
TECHO3	SISY	0.75	144.01
TECHO2	SISX	193.01	0.94
TECHO2	SISY	0.95	182.67
TECHO1	SISX	211.17	1.04
TECHO1	SISY	1.04	200.13

La cortante (V) dinámica x = 210 ton

La cortante (V) dinámica y = 200 ton

De acuerdo a la norma E.030 para edificios regulares, la fuerza cortante no debe ser menor que el 80% de la cortante (V) estática. Por lo tanto, se tendrán los siguientes factores de amplificación:

$$f = \frac{0.8V_{estático}}{V_{dinámico}}, f \geq 1$$

$$f_x = \frac{228}{210} = 1.09$$

$$f_y = \frac{228}{200} = 1.14$$

8.3 Comparación entre los análisis sísmicos empleados

Adicionalmente al análisis dinámico con tres grados de libertad por piso (AD3), se realizó el análisis dinámico traslacional (ADT) y el análisis estático (AE)

Análisis dinámico traslacional (ADT)

Este análisis se realizó con el fin de analizar y comparar el comportamiento de la estructura cuando no sufre ninguna torsión.

Para el ADT en la dirección X-X se activaron las siguientes opciones de análisis en el programa ETABS.

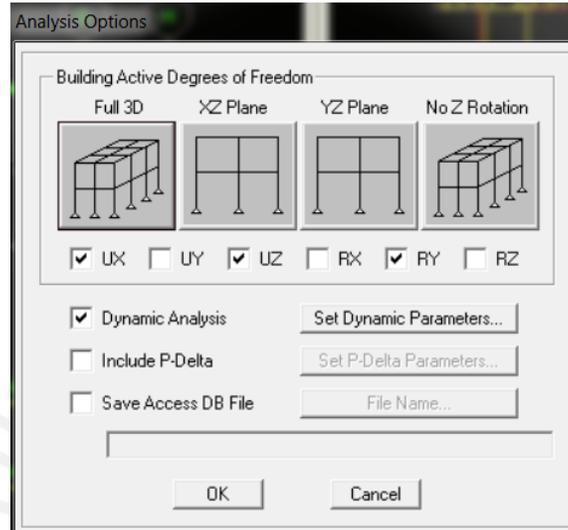


Figura 29. GDL activados

Similarmente, para la dirección Y-Y se activaron los siguientes GDL

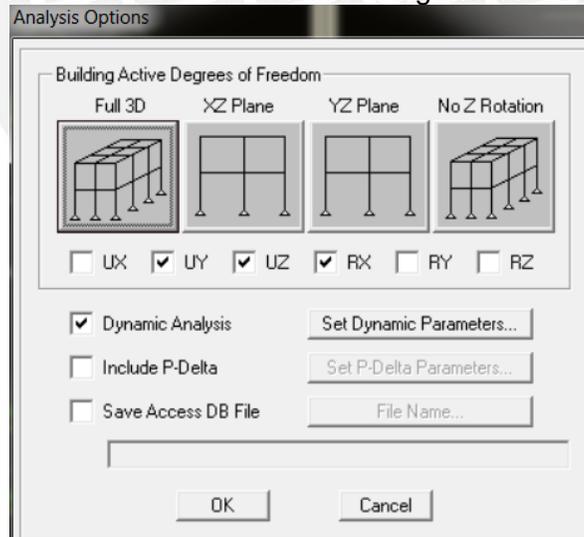


Figura 30. GDL activados

Análisis estático (AE)

Para calcular la fuerza cortante basal se usaron los periodos del AD3 y se obtuvo los valores de Cx y Cy iguales a 2.5. Usando los parámetros definidos cuando se hizo el AD3, se llegó a obtener las siguientes cortantes:

V estática x =285ton

V estática y =285ton

Esta fuerza se distribuye en cada piso con la siguiente fórmula estipulada en la norma

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

Techo	Peso (ton)	hi (m)	Pixhi	%	Fix(ton)	Fiy(ton)
Techo1	302	3.35	1012	11	31	31
Techo2	302	6.67	2014	22	62	62
Techo3	302	10.05	3035	33	94	94
Techo4	234	13.4	3136	34	97	97
			9197			

Comparación de modos

MODOS	ADT xx (Traslación pura)			ADT yy (Traslación pura)			AD3 (Tres grados de libertad)		
	Periodo(s)	M.Part.x	M.Part.y	Periodo(s)	M.Part.x	M.Part.y	Periodo(s)	M.Part.x	M.Part.y
1	0.31	71.94	0.00	0.31	0.00	72.25	0.32	71.75	0.40
2	0.07	20.20	0.00	0.07	0.00	19.93	0.31	0.42	67.64
3	0.03	6.20	0.00	0.03	0.00	6.16	0.21	0.00	4.54
4	0.02	1.66	0.00	0.02	0.00	1.65	0.07	0.01	18.61
5							0.07	20.00	0.01

En el modelo traslacional, tanto en x como en y, se observa que los periodos están bien definidos, pues el porcentaje de masa participante tanto en X como en Y para el primer modo, es mayor a 71%.

En análisis dinámico con tres grados de libertad, con el que se diseñará, se observa que en el modo 2 el porcentaje de masa participante en Y es de 67.6 (menor al 72.25

correspondiente al ADT yy). Esto se debe a que en el AD3 se considera torsión en planta, mientras que en el ADT yy no existe. Sin embargo, la torsión no es significativa.

Comparación de cortante basal

	Vdinámico XX (ton)	Vdinámico YY(ton)	Vestático XX(ton)	Vestático YY (ton)	80% Vestático(ton)	Factor de amp. (fx)	Factor de amp. (fy)
ADT xx	208	-	285	-	228	1.1	-
ADT yy	-	208	-	285	228	-	1.1
AE	-	-	285	285	228	-	-
AD3	210	200	285	285	228	1.09	1.14

En la tabla anterior, se puede observar que, en general, los factores de amplificación son bajos. Sin embargo, se puede notar un incremento del factor de amplificación en y (fy) en el AD3, esto se debe a la torsión que ocurre por la diferencia de posiciones del centro de masa y del centro de rotación.

Comparación de cortantes en placas

La figura 31 muestra las placas con sus respectivos ejes, así como los ejes globales (x e y). Como se observó en las comparaciones anteriores, el efecto más desfavorable sucedería con el sismo en dirección y.y

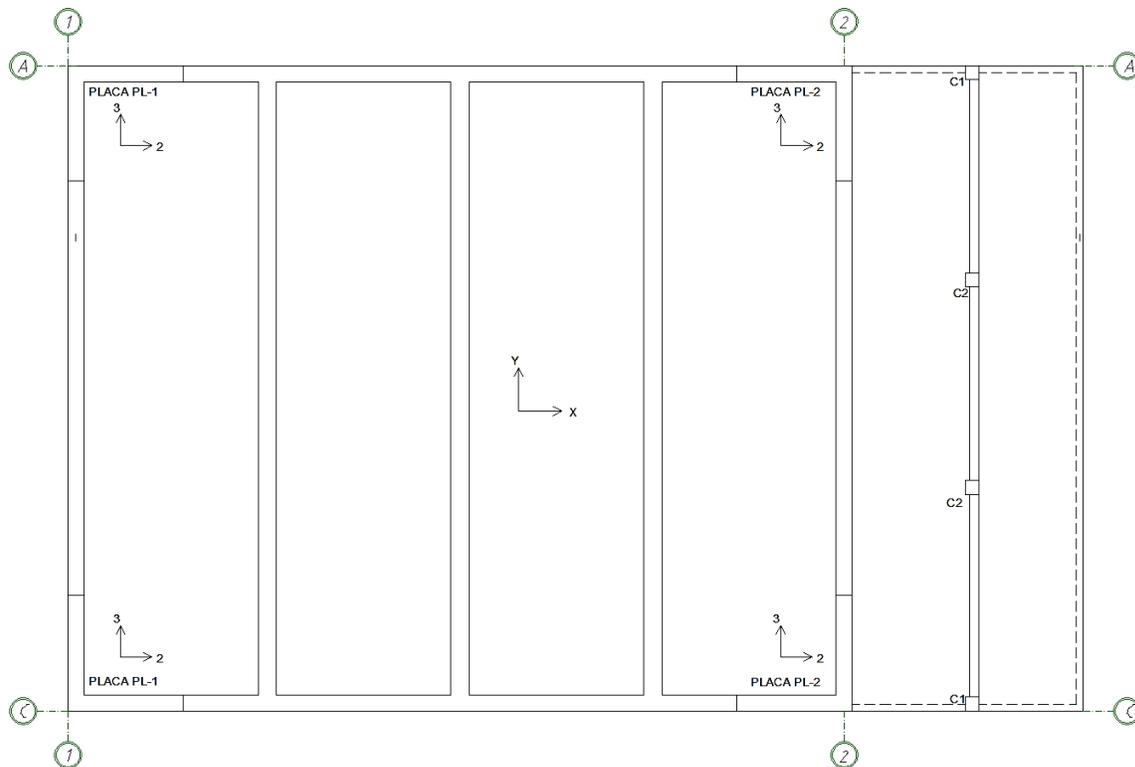


Figura 31. Ejes de placas

Con el sismo en dirección x:

La fuerza cortante en las placas en la dirección 2-2 (ver Figura 31), son iguales en el pórtico A-A y en el pórtico C-C, puesto que hay simetría. Esto se repite para cada tipo de análisis empleado.

A continuación, se observa la variación de estas fuerzas para los análisis sísmicos empleados.

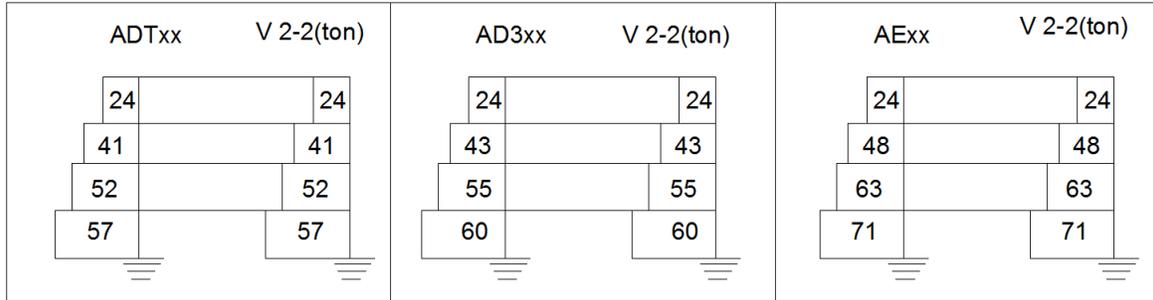


Figura 32. Fuerzas cortantes en las placas para el sismo en x. Ejes se muestran en la figura 31.

Se puede notar que tanto el análisis traslacional (ADTxx) como el análisis con tres grados de libertad (AD3xx) muestran valores de fuerzas similares, esto es porque para esta dirección x-x la torsión es despreciable, y la respuesta estará en función de los modos de participación que también son iguales para ambos casos. Los valores del análisis estático (AExx) muestran un incremento en las fuerzas, debido a que está actuando el 100% de la cortante basal, mientras que los otros dos análisis fueron escalados al 80% de la cortante en la base.

Con el sismo en dirección Y:

Las fuerzas cortantes en las placas del pórtico 1-1, ya no son iguales a las fuerzas cortantes en las placas del pórtico 2-2, como se observa en la figura 33.

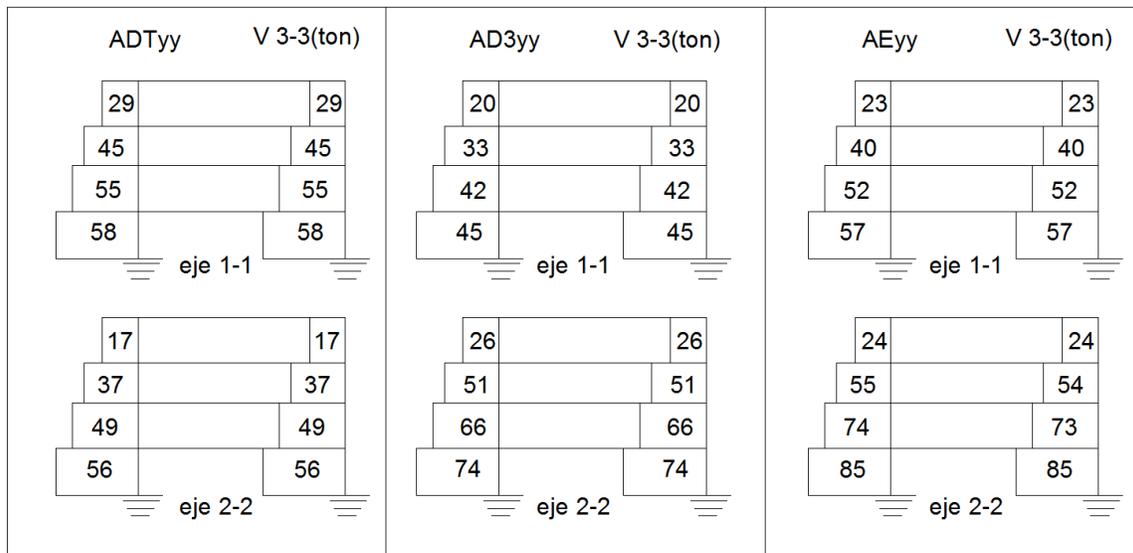


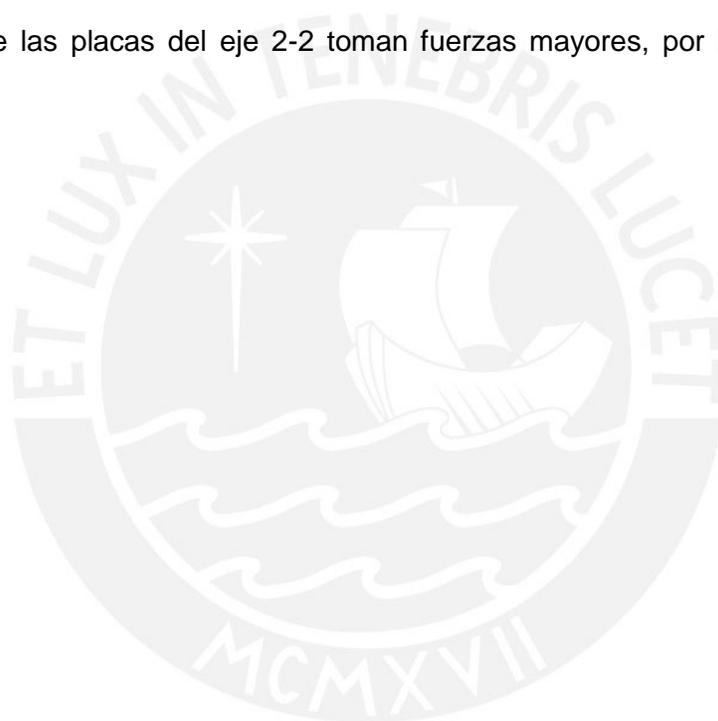
Figura 33. Fuerzas cortantes en las placas para el sismo en y. Ejes se muestran en la figura 31.

En el análisis dinámico traslacional (ADTy) se ve que eje 1-1 está ligeramente más exigido, esto se debe a que el pórtico es un tanto más rígido, puesto que la viga que une las placas es de 1.00 m, mientras que en el eje 2-2 la viga es de 0.80 m. Sin embargo, la diferencia no es significativa.

Por otro lado, en el análisis dinámico con tres grados de libertad (AD3), se observa lo contrario, el eje 2-2 está más exigido. Esto se debe a la torsión de la estructura, el C.R se encuentra 2.85 a la izquierda del C.M, lo que ocasiona un aumento de los desplazamientos laterales en el eje 2-2 y una reducción de los mismos en el eje 1-1.

Este efecto se repite en el análisis estático en yy (AE yy), lo que corrobora el efecto de torsión.

Se concluye que las placas del eje 2-2 toman fuerzas mayores, por lo que se supone mayor refuerzo.



9. DISEÑO DE VIGAS

9.1 Diseño de vigas V 01

Estas vigas se encuentran ubicadas en los ejes A y C, entre placas. Tienen una luz libre de 12 metros.

Al observar las sollicitaciones de sismo en esta viga para los distintos niveles, se decidió que se hará un diseño para la viga del 1er al 3er techo y otro para el último nivel. Esto se entenderá mejor cuando se presente tanto el diagrama de momentos como el acero requerido por el mismo.

Diseño por flexión

Para esta viga, el momento de inercia respecto al eje centroidal que coincide con el eje de simetría XX:

$$I_{g\ xx} = (35 \times 100^3) / 12 = 2\ 916\ 600\ \text{cm}^4$$

Además de las propiedades geométricas de esta sección, se tiene los siguientes límites en cuanto acero mínimo para la sección calculada según la norma E.060 (para $d = 100 - 8 = 92\ \text{cm}$):

$$A_{s\ min\ (+)\ y\ (-)} = \frac{0.7x\sqrt{210}x35x92}{4200} = 7.7\ \text{cm}^2$$

En la siguiente imagen (Figura 34) se muestran las envolventes del diagrama de momento flector (M_u) con las que diseñará:

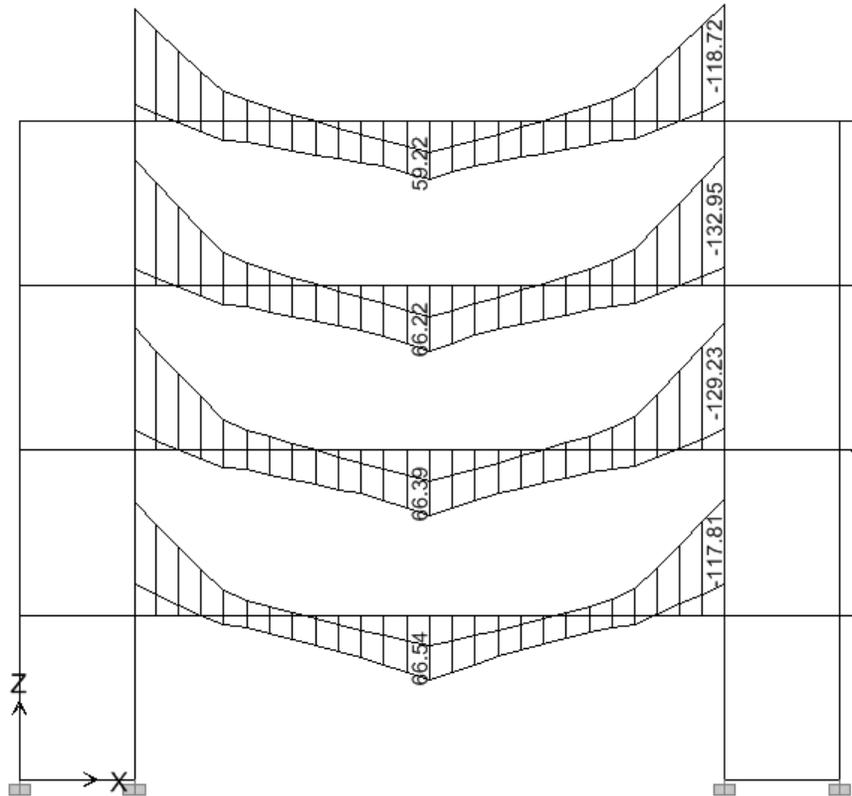


Figura34. Diagrama de momento flector en Ton*m de las Vigas V-01

El diseño por flexión se resume en la siguiente tabla.

Viga	Mu (kg*m)	b (cm)	d (cm)	As req(cm ²)	Fierro colocado	As colocado (cm ²)
V-01 (TECHO1)	-117800	35	92	40	8 ϕ 1"	45.9
	66500	35	94	20.2	4 ϕ 1"	20.4
V-01 (TECHO2)	-129200	35	92	44.3	9 ϕ 1"	45.9
	66400	35	94	20.1	4 ϕ 1"	20.4
V-01 (TECHO3)	-132900	35	92	46	9 ϕ 1"	45.9
	66200	35	94	20	4 ϕ 1"	20.4
V-01 (TECHO4)	-118700	35	92	40	8 ϕ 1"	40.8
	59200	35	94	17.8	4 ϕ 1"	20.4

La distribución de acero negativo, así como la nomenclatura que se utilizará para estas vigas es la siguiente:

Viga V-01: Se colocarán 9 ϕ 1" (45.9 cm²) de los cuales se correrán 3 a lo largo de toda la viga y los otros 6 irán como bastones en cada extremo.

Viga VA-01: Se colocarán 8 ϕ 1" (40.8 cm²) de los cuales se correrán 3 a lo largo de toda la viga y los otros 5 irán como bastones en cada extremo.

En cuanto al acero máximo positivo o negativo, se puede hallar de la siguiente manera, siguiendo la definición de acero balanceado:

- Para la falla balanceada: $0.85x210x35x\beta_1(0.588d) = Asbx4200$

$$0.75xAsb = As_{max} = \frac{0.75x0.85x210x35x0.85(0.588x91)}{4200} = 51 \text{ cm}^2$$

Se puede comprobar que el área de acero máximo que se necesita para todas las vigas es menor que el As_{max} . Por lo tanto, la distribución de acero elegida y que se mencionó en párrafos anteriores es adecuada según los límites permitidos por la norma E.060.

Diseño por cortante y torsión

Como se explicó en el capítulo 5, existe torsión en estas vigas, por tal motivo, se decidió diseñar la viga por torsión y cortante, de acuerdo al capítulo 11 de la Norma E.060.

Se tienen las siguientes propiedades y valores:

Sección 35x100 cm

Aoh = Área encerrada por el estribo exterior= 2250 cm²

Ao= 0.85 Aoh= 1912.5 cm²

Acp= Área bruta= 4176 cm²

Pcp= Perímetro exterior= 374 cm

Ph = Perímetro del estribo= 234 cm

At= área de una rama por torsión= 1.29cm²

Av=área de ramas resistentes a cortante= 2.58cm² (dos ramas de un estribo de ½")

Tu de diseño hiperestático= 6.1 ton*m

Fuerza cortante a la cara del apoyo (Vu)= 55.1 ton

Fuerza cortante resistente por el concreto (Vc) = 24.73 ton

Fuerza cortante resistente por los estribos (Vs) = 40.09ton

Las dimensiones de la sección debe ser tal que se cumpla lo siguiente:

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bd}\right)^2 + \left(\frac{Tu \times Ph}{1.7 \times Aoh^2}\right)^2} \leq 0.85\left(\frac{Vc}{b d} + 2.12\sqrt{f'c}\right)$$

$$\sqrt{\left(\frac{55100}{35 \times 92}\right)^2 + \left(\frac{610000 \times 234}{1.7 \times 2250^2}\right)^2} \leq 0.85\left(\frac{24730}{35 \times 92} + 2.12\sqrt{210}\right)$$

23.83 ≤ 32.64 ... ok ... la sección es suficiente

Requerimiento por cortante

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{Fy \times d} = \frac{40090}{4200 \times 92} = 0.104cm$$

Requerimiento por torsión

$$De \ Tu \leq \phi Tn \quad Tn = 7.176ton \times m$$

De la fórmula estipulada en la norma

$$Tn = 2Ao \times At \times \frac{fy}{s} (\cot\theta)$$

$$\frac{At}{s} = \frac{Tn}{2 \times Ao \times Fy} \times \cot\phi = \frac{717600}{2 \times 1913 \times 4200} = 0.045cm \quad se \ asume \ \phi = 45^\circ$$

$$\frac{A(v + t)}{s} = \frac{Av}{s} + 2 \times \frac{At}{s} = 0.194cm \dots \frac{1}{2}'' @15$$

Esta distribución supera el mínimo establecido, para este caso: $(A_v + 2A_t)/s \text{ min} = 0.024$

Finalmente, el acero longitudinal distribuido en el perímetro de la sección se calculó con la siguiente expresión:

$$A_l = \left(\frac{A_t}{S}\right) * Ph * \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}}\right) * \cot\phi^2 = 0.045 * 234 * 1 * 1 = 10.5 \text{ cm}^2$$

Se colocará $10 \phi \frac{1}{2}''$ distribuidos en los costados de la viga, esto es mayor que $A_l \text{ min} = 8.6 \text{ cm}^2$.

Tal como se observó en el capítulo de torsión, la viga solo soporta torsión considerable hasta 2 m. Sin embargo, el diseño por torsión indica que se debe extender el estribaje una longitud de $b+t$ (1.30 m) después del T_u . Por lo tanto, se colocó estribos de $\frac{1}{2}'' 1 @ 5, 22 @ 15, R @ 35$.

Diseño de acero repartido

La norma E.060, establece que las vigas que sean de un peralte mayor a 90 cm deben tener una cierta cantidad de acero repartido, superficial en toda la sección. Esto es necesario para controlar el ancho de las grietas a lo largo de toda la sección. El diseño se hizo de acuerdo a las especificaciones de la norma E.060 donde se mencionan algunos límites para el espaciamiento:

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

$$s \leq 38 * \left(\frac{2500}{f_s}\right) - 2.5C_c$$

$$s \leq 30 * \left(\frac{2500}{f_s}\right)$$

Donde f_s es el esfuerzo en servicio en el acero y C_c es la distancia desde el refuerzo lateral hasta el costado de la viga.

Luego se puede comprobar que el espaciamiento que controla es el de torsión. Por lo tanto, se colocará $5 \phi \frac{1}{2}''$ en cada costado de viga. En la siguiente imagen (Figura 35) se observa el armado de la viga.

9.2 Diseño de vigas V-03

Esta viga se encuentra alineada con el eje 1 y cuenta con una luz libre de 9 metros. Se diseñará como una de sección rectangular de 35x100. A pesar que, como veremos más adelante, esta viga está sobredimensionada; se necesita por motivos arquitectónicos que todas las vigas de borde tengan el mismo peralte para así darle una mejor apariencia a la fachada del edificio y un sentido de continuidad.

9.2.1 Diseño por flexión

Se tiene que para esta viga:

$$A_{smin (+) \text{ y } (-)} = \frac{0.7x\sqrt{210x35x92}}{4200} = 7.7 \text{ cm}^2$$

Del modelo realizado se puede obtener la envolvente del diagrama de momento flector:

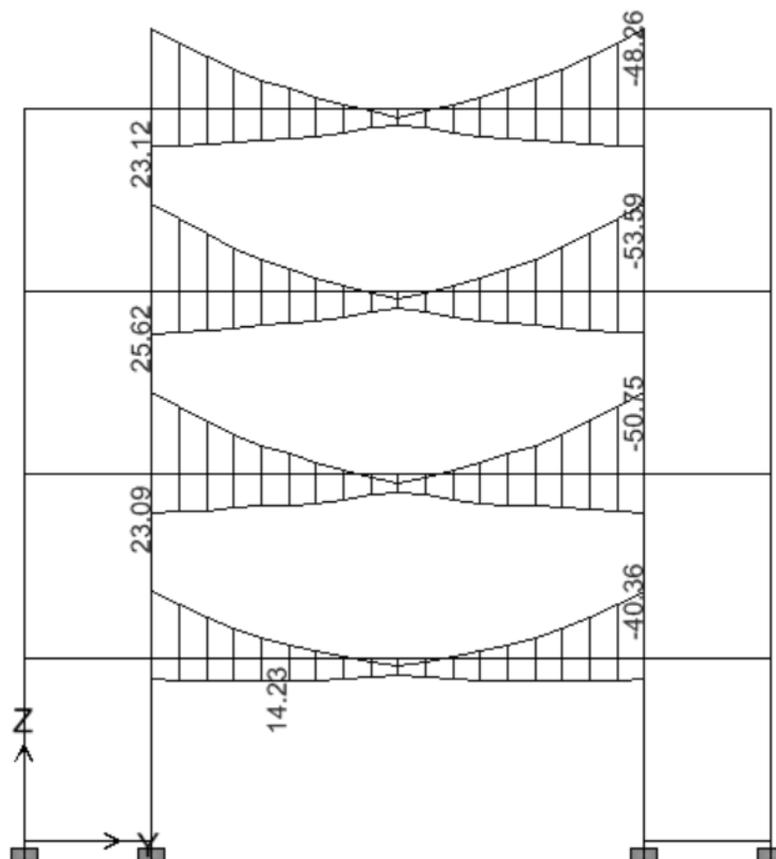


Figura 36. Diagrama de momento flector en Ton.m de la vigas V-03.

Se puede observar del diagrama de momentos de las vigas, que el máximo negativo se presenta en el cuarto piso. Además, se puede ver que los momentos máximos positivos no se encuentran en el centro sino en los extremos o en la cercanía, esto se debe a que existe inversión de momentos debido al sismo.

Para uniformizar el diseño se usará la misma distribución de fierro para todas las vigas incluyendo la del primer piso, aunque esta necesite un poco menos.

Viga	Mu (kg*m)	b (cm)	d (cm)	As req(cm ²)	Fierro colocado	As colocado (cm ²)
V-03	-53590	35	92	16.4	4 ϕ 3/4" + 1 ϕ 1"	16.5
(TÍPICO)	25620	35	92	7.6	2 ϕ 1"	10.2

Para satisfacer la demanda en la zona de momentos negativos, bastará con colocar 3 ϕ 3/4" corrido a lo largo y bastones de 1 ϕ 3/4" + 1 ϕ 1" en los extremos como se detallará más adelante.

Para el caso de momento positivo se llega a la conclusión de que con 2 ϕ 1" corridos a lo largo de toda la sección, se satisface la demanda a lo largo de toda la viga.

El acero máximo positivo para una sección de 35x100 es 51cm². Se puede comprobar que el área de acero que se necesita (16.4 cm² para el negativo y 7.6 cm² para el positivo) es menor que el Asmax. Por lo tanto, la distribución de acero elegida es adecuada según los límites permitidos para esta sección.

9.2.2 Diseño por cortante

Por ser una viga con influencia sísmica, se realizará un diseño por capacidad para intentar que esta falle primero por flexión antes que por cortante, pues se prefiere evitar una falla frágil.

En primer lugar se hallará el momento resistente (nominal) que proporciona el acero que se ha diseñado para esta viga:

Para 1 ϕ 1" + 4 ϕ 3/4": Mn=59.4 ton x m

Para 2 ϕ 1": Mn=37.5 ton x m

Cabe resaltar que esta distribución es de la sección que se tiene en los extremos de la viga y esta es igual para los dos extremos.

Luego, del metrado de cargas para esta viga se obtiene lo siguiente:

Carga muerta: $W_m=1.97 \text{ ton/m}$

Carga viva: $W_v=0.2 \times 2.24=0.45 \text{ ton/m}$

- $W_u=1.25 \times (1.97+0.45)=3.03 \text{ ton/m}$

Con estos momentos y esta carga última se realiza el siguiente modelo y se procede a calcular las cortantes:

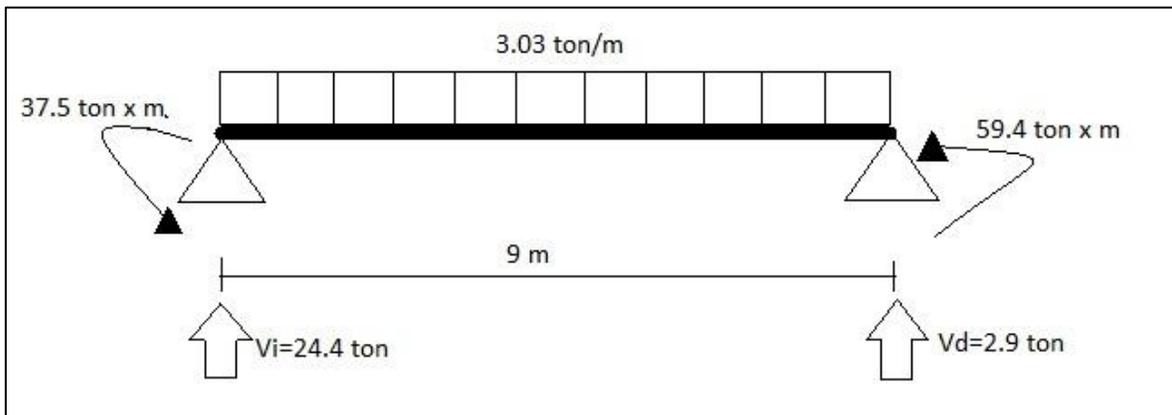


Figura 37. Diagrama de fuerzas en la viga V 03

Luego se obtiene el DFC para este modelo:

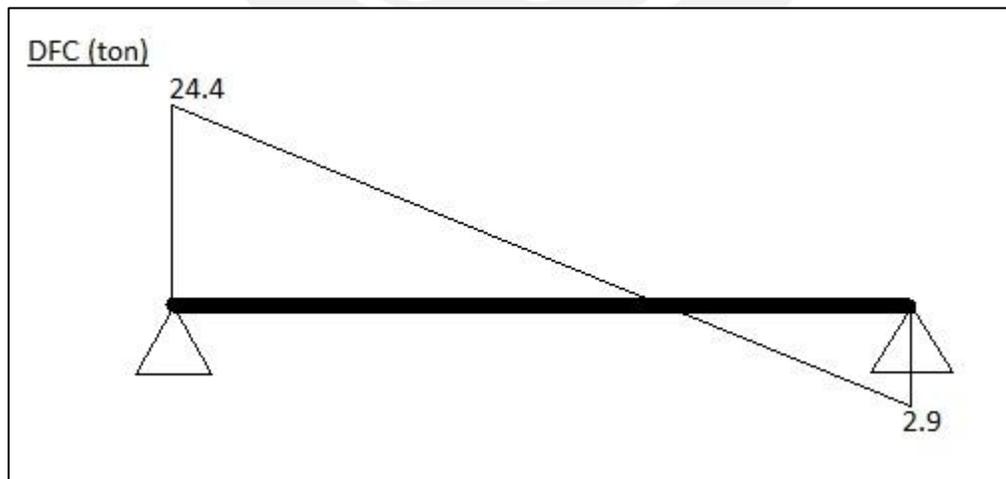


Figura 38. Diagrama de fuerza cortante en ton.

La fuerza cortante a “d”=92 cm de la cara es: $V_u=21.5$ ton

Además, la fuerza cortante resistida por el concreto es la siguiente:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 35 \times 92 = 21 \text{ ton}$$

Luego

$$V_s = 21.5 / 0.85 - 21 / 0.85 = 0.6 \text{ ton}$$

El espaciamiento obtenido, “s”, para esta viga es el siguiente:

$$s = \frac{2 \times 0.7 \times 4200 \times 92}{600} = 900 \text{ cm} \gg \gg s_{max}$$

Al ser el espaciamiento mayor que el máximo permitido, se necesitarán estribos por confinamiento.

Verificación por confinamiento:

El espaciamiento mínimo será el menor de los siguientes cuatro casos:

1. $d/4 = 96/4 = 24$ cm
2. $10 \times \phi_{acero} \text{ colocado} = 10 \times 1.9 = 19$ cm
3. $24 \times \phi_{estribos} = 24 \times 3/8 \times 2.54 = 23$ cm
4. 30 cm

Se puede observar que el caso que controla es el segundo. Además, se calculará la zona donde se necesita confinamiento: Zona de confinamiento = $2 \times h = 2 \times 1 = 2$ m.

Finalmente, para esta zona de confinamiento se puede tener la siguiente distribución del espaciamiento de estribos de 3/8”: 1 @ 5, 10 @ 20, R @ 35.

9.2.3 Acero repartido

Para diseñar el acero repartido, se debe tener en consideración el espaciamiento del mismo. Por lo tanto, se tendrá en cuenta las siguientes restricciones, donde M_s es el momento en servicio:

$$f_s = \frac{M_s}{(0.9 \times d \times A_s)} = \frac{1400000}{(0.9 \times 92 \times 16.5)} = 1025 \text{ kg/cm}^2$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

$$s \leq 380 \times \left(\frac{250}{f_s} \right) - 2.5 C_c = 380 \times \left(\frac{250}{1025} \right) - 2.5 \times 5 = 80 \text{ cm}$$

$$s \leq 30 \times \left(\frac{250}{f_s} \right) = 30 \times \left(\frac{2500}{1025} \right) = 73 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se colocará 4 ϕ 3/8” en cada costado de viga.

Corte de fierro

Luego de encontrar la distancia del punto teórico donde se tiene el momento resistente para número de fierros, se le suma “d” y se encuentra el punto definitivo de corte.

El diseño final de la viga se puede observar en la siguiente figura.

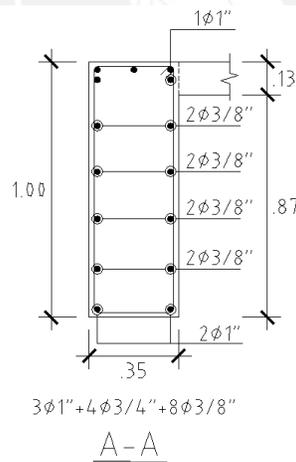
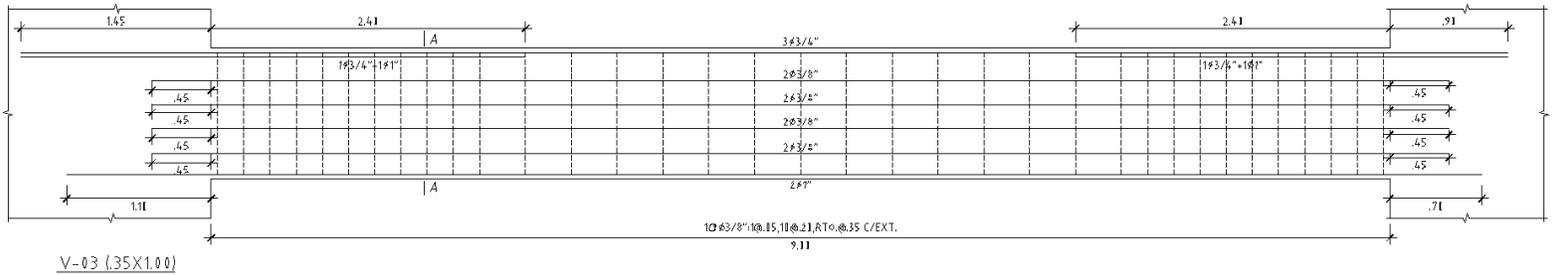


Figura 39. Armadura de la viga V03. Ver también plano de vigas.

10. DISEÑO DE PLACAS Y COLUMNAS

Las placas y columnas se diseñan por corte y flexocompresión. Dado que las placas soportan todo el cortante sísmico, las columnas están sometidas solamente a fuerzas de gravedad.

10.1. Diseño de placas

Diseño por corte y acero distribuido

Se determina la resistencia al corte del concreto en cada dirección

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times d \times t$$

Se halla el valor de V_s

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

Y finalmente se halla el espaciamiento de la malla horizontal

$$S = \frac{A_v \times F_y \times d}{V_s}$$

$$ph \text{ min} = 0.0025$$

Para determinar la cuantía vertical, se emplea la siguiente fórmula que depende de la cuantía horizontal, previamente hallada:

$$p_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (p_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

El cortante de diseño de acuerdo a la norma E.060 deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada en el muro, esto es para evitar que la placa falle por corte antes que por flexión. Por lo tanto, se deberá amplificar la cortante de análisis (V) por el factor (M_n/M_u). Este factor debe ser menor que el coeficiente de reducción $R=6$. Asimismo, esta amplificación solamente se hará hasta una altura igual al mayor de los siguientes valores:

- La longitud del muro (l_m)
- $M_u/4V_u$
- La altura de los 2 primeros pisos.

$$V_{\text{diseño}} = V_{\text{análisis}} \left(\frac{M_n}{M_u} \right)$$

La figura 40, muestra cómo se obtiene el M_n relacionado a las cargas últimas del análisis.

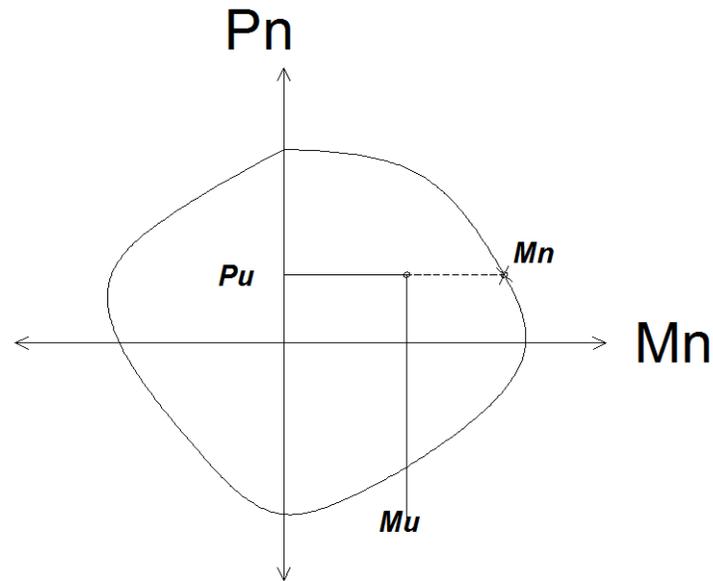


Figura 40. Factor de amplificación de cortante.

Diseño por flexo compresión

Para tener un mayor brazo de palanca y mayor momento resistente se coloca acero vertical importante en los bordes de la placa. A estas zonas se les denomina “núcleos” o “cabezas” y deben estar confinadas por estribos. Se asumirá, conservadoramente, que las placas requieren elementos de borde confinados.

Probando cantidades de acero en los bordes y con el acero distribuido horizontal y vertical, se obtiene un diagrama de interacción correspondiente a la placa. Este diagrama es una curva que representa las combinaciones de carga axial y momento flector que ocasionan la falla de la sección. Del análisis se obtienen las fuerzas en la placa, estas se combinan y se grafican los puntos junto con el diagrama de interacción. Los puntos de las combinaciones de cargas deben estar dentro del diagrama. Generalmente, se varía el acero en los núcleos hasta que los puntos entren en el diagrama.

Se tomaron en cuenta las siguientes disposiciones para la zona de los bordes o “núcleos”:

- La longitud del elemento de borde debe ser, como mínimo, el mayor valor entre $c/2$ y $c-0.1(l_m)$. Donde el c es la posición del eje neutro.
- Para barras verticales de hasta 1” el estribo será de $3/8$ ”.
- El espaciamiento de los estribos no debe exceder $10d_b$, la menor dimensión del elemento de borde ni 25cm.

Ejemplo de diseño

A manera de ejemplo se toma la placa 2 ubicada en el eje 2 y en el eje C.

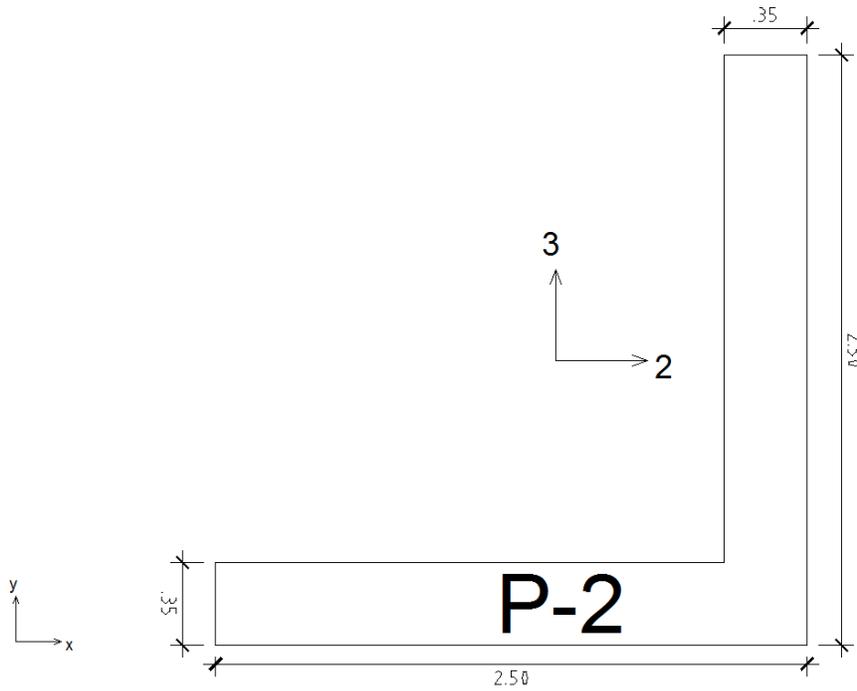


Figura 41. Dimensiones, ejes globales y ejes locales de la placa.

De los ejes de la placa podemos deducir que cuando actúe sismo en X se producirán momentos alrededor del eje 3 y cortante en la dirección 2. Para el sismo en Y habrán momentos en el eje 2 y cortantes en la dirección 3.

En ambas direcciones se tiene:

$L=2.5 \text{ m}$

$t=0.35 \text{ m}$

$d \approx 2.25 \text{ m}$

La siguiente tabla presenta las fuerzas internas de la placa 2.

SISMO EN Y			
Cargas	P (ton)	M2-2 (ton*m)	V3(ton)
CM	230	-8	5
CV	47	-	2
SISMO Y	20	571	77

Combinación	Pu (ton)	Mu (ton*m)	Vu (ton)
1.4CM+1.7CV	402	-11	10
1.25 (CM+CV)+S	366	561	86
1.25 (CM+CV)-S	326	-581	-68
0.9CM+S	227	564	82
0.9CM-S	187	-578	-73

SISMO EN X

Cargas	P (ton)	M 3-3 (ton*m)	V2(ton)
CM	230	21	18
CV	47	10	6
SISMO X	20	431	60

Combinación	Pu (ton)	Mu (ton*m)	Vu (ton)
1.4CM+1.7CV	402	46	35
1.25 (CM+CV)+S	366	470	90
1.25 (CM+CV)-S	326	-392	-30
0.9CM+S	227	450	76
0.9CM-S	187	-412	-44

Con las fuerzas del análisis se procede a realizar el diseño de refuerzo por corte

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 225 \times 35 = 52 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{86 - 52}{0.85} = 40 \text{ ton}$$

$$S = \frac{2.58 \times 4200 \times 225}{40000} = 60 \text{ cm.} \left(\frac{1}{2} @ 60 \text{ cm, este acero es menor a la } p_{min} \right)$$

Por cortante en el primer piso bastaría colocar como mínimo 0.0025 de cuantía, sin embargo, por el factor de amplificación se tendrá una fuerza cortante mayor. Por lo tanto, el fierro horizontal escogido, a cargo de comprobar, será dos mallas de 1/2@20 ($p=0.0037$).

El fierro vertical distribuido será igual que el horizontal.

$$p_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{3.35}{2.5} \right) (0.0037 - 0.0025) = 0.0032 \approx \frac{1}{2} @ 20$$

El acero de los núcleos se puede aproximar suponiendo un caso de flexión simple donde se cumpliría $\mu = A_s \cdot F_y \cdot 2.25$. De esta forma se tendría 61cm^2 ($12\phi 1$) y 45cm^2 ($9\phi 1$) de acero en las cabezas. (Ver figura 42)

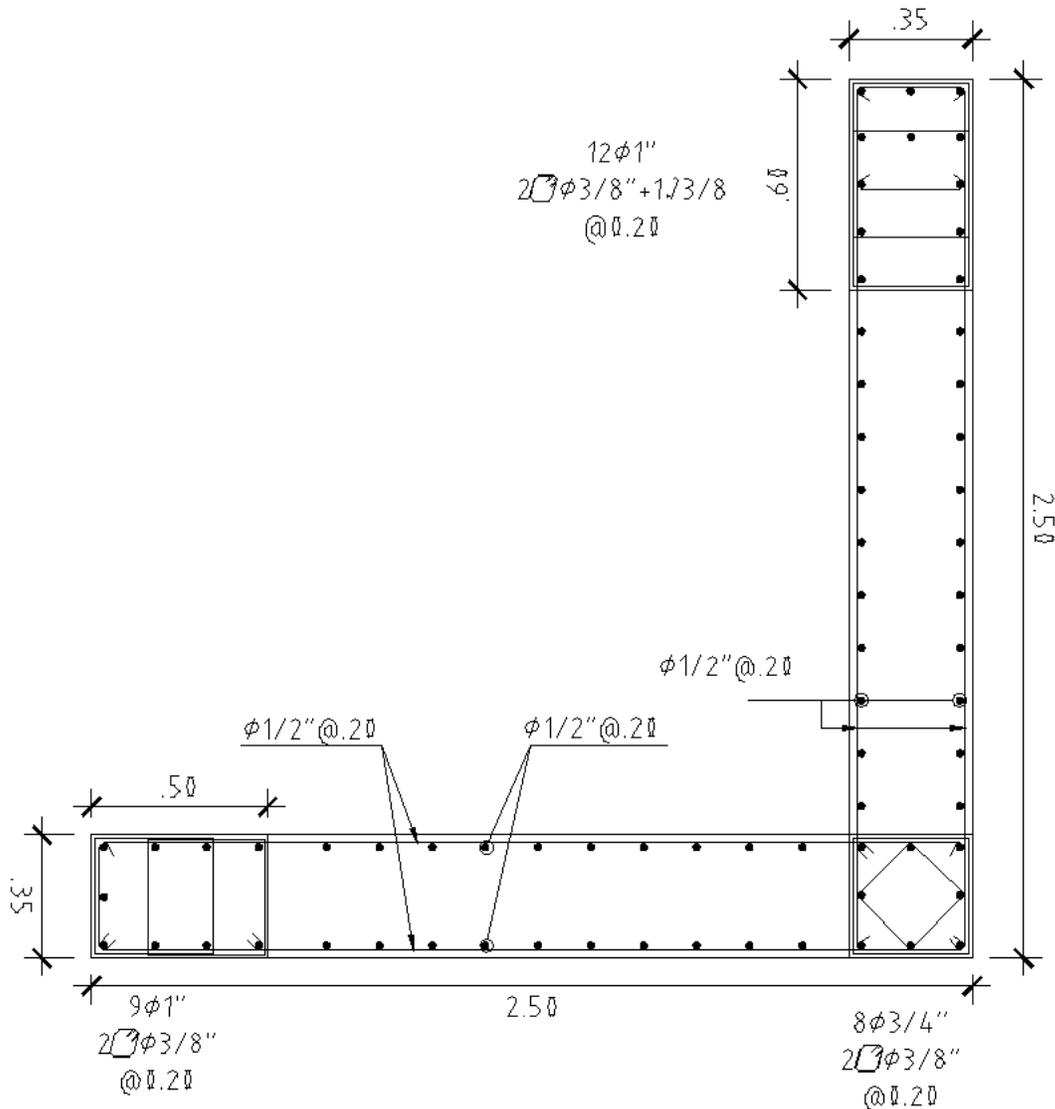


Figura 42. Armado propuesto

Dada esta configuración de armado, con las combinaciones de carga presentadas en las tablas anteriores y empleando el Section Designer del ETABS con herramientas de gráficos del programa Microsoft Excel, se obtiene lo siguiente:

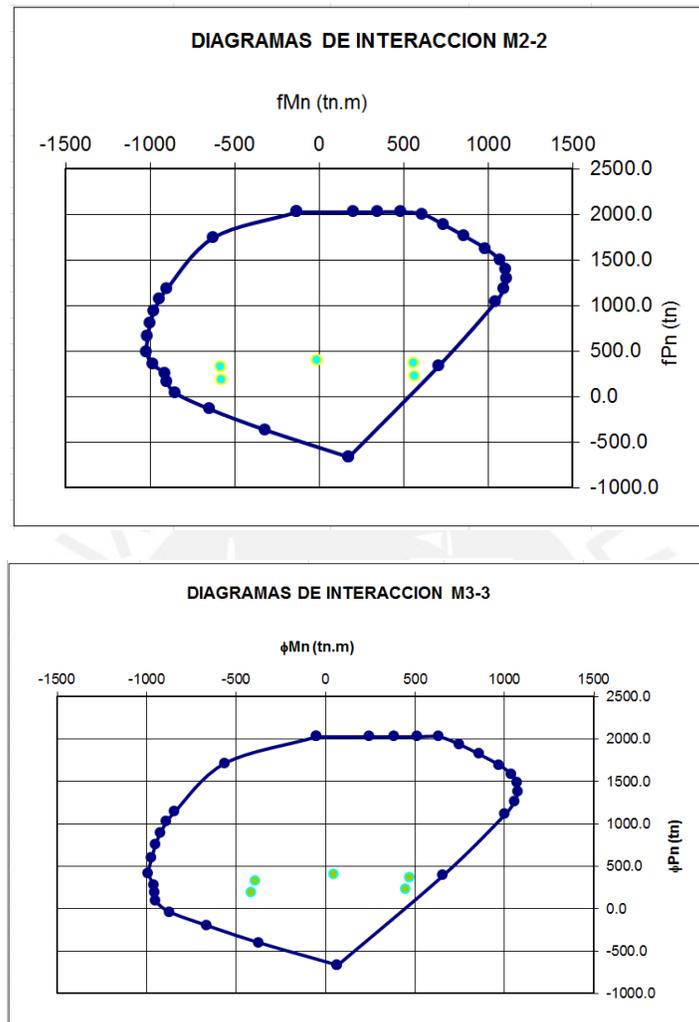


Figura 43. Diagramas de interacción de la placa 2

Del diagrama de interacción M 2-2 (Figura 43) se tiene el M_u , el cual se lleva a la curva ϕM_n y luego se divide entre ϕ para obtener M_n .

De esta forma:

$$V_{\text{diseño 1er piso}} = V_{\text{análisis}} \left(\frac{M_n}{M_u} \right) = 86 * 1.9 = 160 \text{ ton}$$

El acero previamente escogido cumple con la nueva fuerza cortante. Este diseño por cortante también satisface el acero requerido para el segundo piso.

10.2. Diseño de columnas

Diseño por Flexocompresión

Con ayuda del área hallada por predimensionamiento y estimando una distribución de acero, se puede obtener el diagrama de interacción. Como se mencionó anteriormente, el diagrama de interacción representa las combinaciones de momento flector y carga axial que resiste la sección.

Las cargas actuantes amplificadas se colocan junto con el diagrama, de manera que los puntos se encuentren dentro del mismo.

Diseño por corte

-Se procede a determinar la resistencia al corte del concreto de la sección

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times dx (1 + Nu / (140 \times Ag))$$

Para elementos sometidos a tracción significativa se puede emplear:

$$\phi V_c = 0.53 \times \sqrt{f'c} \left(1 - \frac{Nu}{35 \times Ag}\right) * b * d$$

Donde Ag =área bruta de la sección en cm^2 y Nu =carga axial en kg

-Se halla el valor de V_s requerido:

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

-Y se halla el espaciamiento de acuerdo al ϕ empleado para los estribos

$$S = \frac{A_v \times F_y \times d}{V_s}$$

Donde A_v = área del acero por corte

De acuerdo a la norma E.060 el cortante de diseño V_u debe ser mayor que el menor de los siguientes valores:

- Cortante obtenida por capacidad
- Cortante obtenida de amplificar el cortante de análisis por 2.5

Disposiciones para columnas

La cuantía de elementos sometidos a compresión debe estar entre 1% y 4%.

El espaciamiento del refuerzo de cortante no deberá exceder $d/2$ ni 60cm. Si V_s sobrepasa $1.1\sqrt{f'c} b * d$ el espaciamiento mínimo será la mitad de dichos valores.

Ejemplo de diseño

Se diseñará la columna C2, se escoge este elemento por ser la columna más cargada.

Fuerzas en la columna

Cargas	P (ton)	M x (ton*m)	V(ton)
CM	43	-0.3	0.14
CV	15.6	-	-
SISMO Y	3	0.8	2

Combinaciones	Pu (ton)	Mu (ton*m)	Vu (ton)
1.4CM+1.7CV	87	-0.4	0.2
1.25 (CM+CV)+S	76	0.4	2.2
1.25 (CM+CV)-S	70	-1.2	-1.8
0.9CM+S	42	0.5	2.1
0.9CM-S	36	-1.1	-1.9

Diseño por flexocompresión

Por simple inspección y dada la configuración de la estructura, se espera que las columnas trabajen principalmente por carga axial. Esto se debe a que el cortante sísmico es controlado por las placas. Asimismo, estas columnas forman un pórtico (eje 3) por lo que se espera que los mayores momentos ocurran alrededor del eje x, sin embargo, este pórtico no está sometido a fuerzas elevadas de gravedad.

Por lo anteriormente dicho, se empezará con la sección predimensionada de 30x30 cm con una cuantía un poco mayor al 1%. Se hará un primer intento con $4\phi 3/4$ (11.4 cm^2 , $p=1.3\%$)

Se halla el diagrama de interacción para la sección propuesta. (Figura 43)

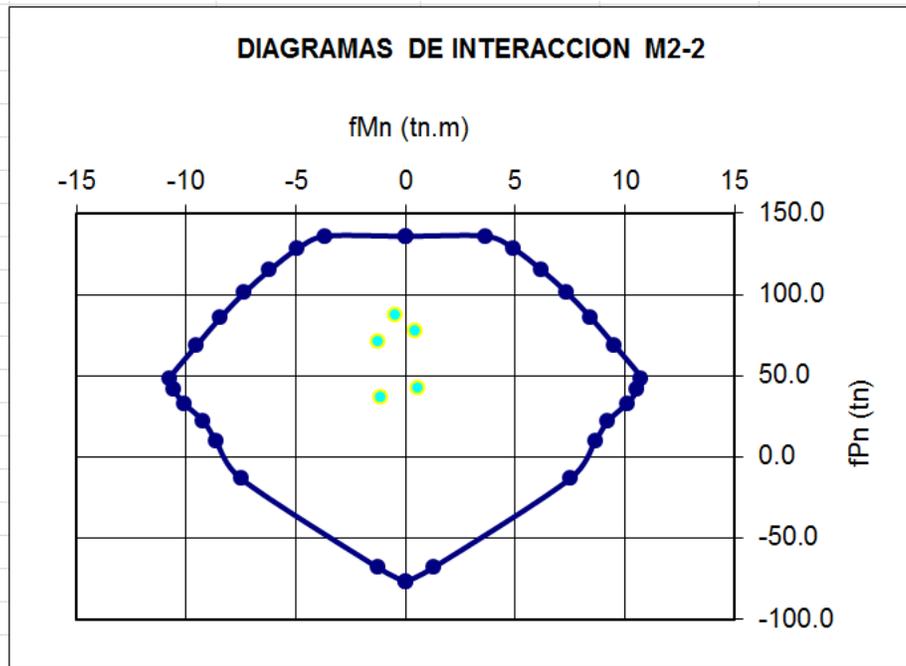


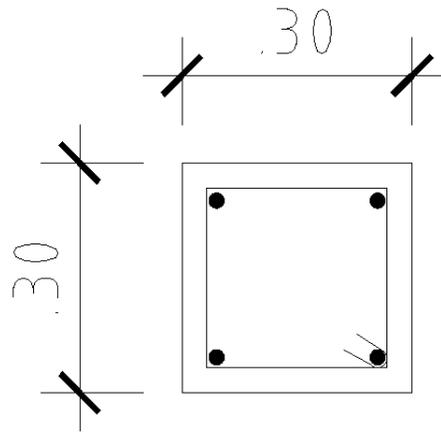
Figura 43. Diagrama de interacción de la columna 2

Diseño por corte

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 26 \times 30 \left(1 + \frac{87000}{140 \times 900} \right) = 8.6 \text{ ton}$$

El ϕV_c hallado supera al V_u del análisis amplificado por 2.5, por lo tanto, solo se necesitan estribos para evitar pandeo de barras.

Se colocará un estribo de 3/8'' 1@.05 Rto @ .20. (Ver figura 44)



$4 \phi 3/4''$

$1 \square \phi 3/8''$, $1@.05$,
RTO@.20, C/EXT

Figura 44. Armado de la columna C-2

11. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Las cimentaciones son elementos estructurales encargados de transmitir cargas de las columnas o placas hacia el terreno de cimentación. Se debe hacer que dichas cargas no generen esfuerzos en el suelo mayores al admisible.

Para este proyecto destinado a aulas taller el esfuerzo admisible del suelo es 4 kg/cm^2 y la profundidad mínima de cimentación es 1.5 m.

La metodología empleada para el diseño de las cimentaciones es la siguiente:

Se predimensiona la zapata de modo que por cargas axiales no se supere el esfuerzo admisible de 4 kg/cm^2 .

Se evalúan las presiones sobre el suelo, tomando fuerzas axiales y momentos. Para hallar el esfuerzo se asume una distribución de presiones propuesta por Meyerhoff.

Distribución de presiones por Meyerhoff

La presión en el suelo se halla igualando la carga a una distribución supuesta rectangular en el suelo. Para una zapata rectangular de lados B y S , se tiene:

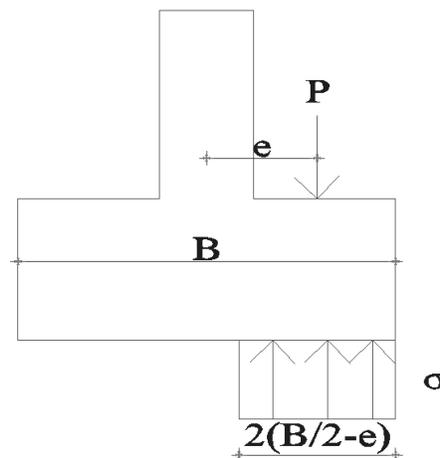


Figura 45. Distribución de presiones asumida en el suelo

Donde el esfuerzo en el suelo y la reacción del mismo se pueden expresar de esta manera:

$$\sigma = \frac{P}{2S\left(\frac{B}{2} - e\right)}$$

$$R = \sigma 2(S)\left(\frac{B}{2} - e\right)$$

El esfuerzo ultimo σ_u utilizado para el diseño, será el máximo valor de amplificar la presión en el suelo por 1.50, si no se considera fuerzas de sismo, y por 1.25, si se considera sismo.

Para el diseño por fuerza cortante, se evalúa la zona a “d” de la cara.

$$d \approx h - 9 \text{ cm}$$

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

$$V_u = (\sigma_u) * L * (x - d)$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

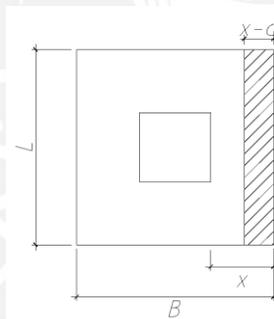


Figura 46. Sección para evaluar corte

Se empezará con un peralte mínimo de 60 cm, para que el acero de las placas o columnas anclen en la zapata. Luego, se realiza un diseño por punzonamiento, donde la sección crítica se encuentra a d/2 de la cara de la columna o placa.

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f'_c} \times L \times d$$

$$V_u = (\sigma_u)(A - A_o)$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

Donde L_o es el perímetro de la región encerrada a una distancia $d/2$ de la cara.

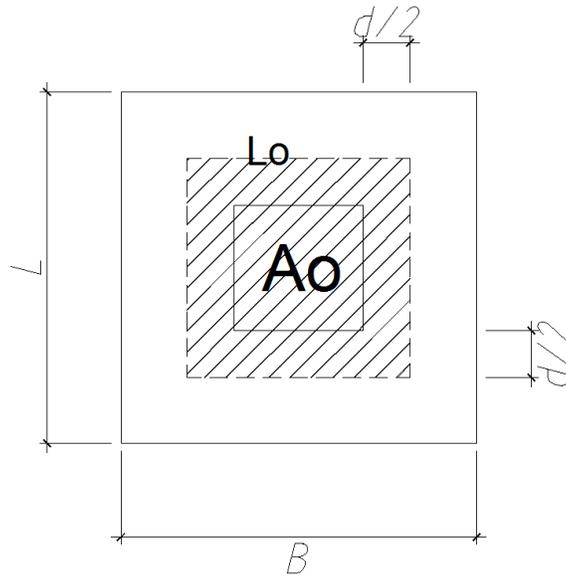


Figura 47. Sección para evaluar punzonamiento

En el caso de una zapata con comportamiento en dos direcciones, el V_c debe ser el menor de los siguientes valores:

$$V_c = 0.53x(1 + 2/\beta)x\sqrt{f'c} x Loxd$$

$$V_c = 0.27x(30 * d/Lo + 2)x\sqrt{f'c} x Loxd$$

$$V_c = 1.06x\sqrt{f'c} x Loxd$$

Donde β se halla como se observa en la figura 48:

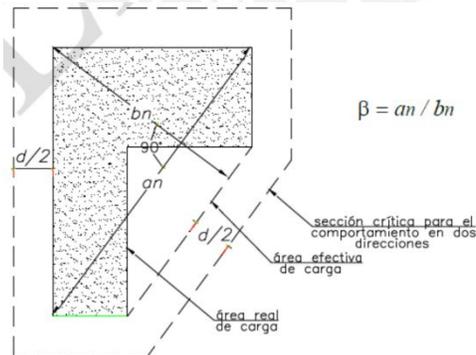


Figura 48. Sección para evaluar punzonamiento. (Referencia 3)

Finalmente, para el diseño por flexión se emplean las mismas ecuaciones aplicadas en el diseño de losas y vigas. Se asume $d=h-9$ cm.

$$Mu = (\sigma u) \left(\frac{X^2}{2} \right)$$

Ejemplo de diseño de zapata aislada correspondiente a C2

Fuerzas

	P (ton)	Mx(ton*m)	My(ton*m)
Carga muerta	45	-	-
Carga viva	15.6	-	-
Sismo/1.25	2.4	-	-

Para el predimensionamiento se asumirá un peso propio de 5%

$$\frac{1.05 * (P_{cm} + P_v + P_s)}{B * L} < 40 \text{ ton/m}^2$$

Con una zapata cuadrada de 1.3x1.3m se cumple con el predimensionamiento, esta zapata tendría un peso propio de 2.43 ton. Luego, se procede a verificar esfuerzos en el suelo.

Verificación sin sismo

$$\sigma = \frac{(60.6 + 2.43)}{1.3 \times 1.3} = 37.3 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2$$

Verificación con sismo. La norma E.060 permite aumentar la presión admisible en 30%

$$\sigma = \frac{(60.6 + 2.4 + 2.43)}{1.3 \times 1.3} = 38.7 \text{ ton/m}^2 < 40 * 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2$$

Luego se halla el esfuerzo último con las cargas amplificadas.

$$\sigma u = 37.3 * 1.5 = 56 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma u = 38.7 * 1.25 = 48.4 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma u = 56 \text{ ton/m}^2$$

Corte

Asumiendo un peralte inicial de 60 cm la sección crítica por corte se encuentra a “d” de la cara, en este caso la longitud del volado es igual al peralte efectivo (d=51 cm), por lo que el cortante último (Vu) sería cero.

En esta zapata la resistencia al corte del concreto será siempre mayor al Vu.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 1.3 \times 0.5 \times 10 = 42.4 \text{ ton/m}^2$$

Punzonamiento

Se tienen los siguientes valores:

$$A_o = 0.64 \text{ m}^2$$

$$A_{total} = 1.69 \text{ m}^2$$

$$L_o = 3.2 \text{ m}$$

$$V_u = 59.7 (1.69 - 0.64) = 63 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 3.2 \times 0.51 \times 10 = 209 \text{ ton} > V_u$$

Flexión

Con un volado de 51 cm y trabajando por metro lineal:

$$M_u = (59.7) \left(\frac{0.51^2}{2} \right) = 7.5 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Con b=100 cm y d=51 cm se tiene 3.9 cm² (1/2@.30), sin embargo, se colocará una cuantía de 0.0018 (5/8@.20) correspondiente al fierro mínimo por temperatura en losas.

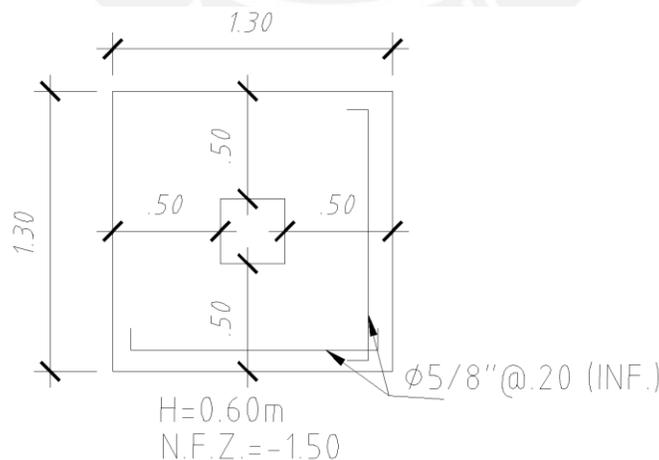


Figura 49. Cimentación de la columna C-02

Ejemplo de diseño de una zapata aislada de placa PL-2

Las fuerzas de la placa son las siguientes (los ejes de la placa se pueden observar en la figura 41):

	P (ton)	M2(ton*m)	M3(ton*m)
Carga muerta	230	-8	21.1
Carga viva	46.6	-	9.9
SismoX/1.25	16	180.8	344.8
SismoY/1.25	16	456.8	288.8

Para el predimensionamiento se asumirá un peso propio de 5%

$$\frac{1.05 * (230 + 46.6 + 16)}{A} < 40 \text{ton/m}^2$$

Se necesitaría un área mayor a 7.7m^2 para que los esfuerzos no superen el admisible si solo consideramos carga vertical. Sin embargo, esta placa toma momentos sísmicos importantes. Luego de iterar formas y dimensiones de la posible zapata, se escoge una sección cuadrada de 4.4m de lado a la que le corresponde un peso propio de 40 ton.

Para las cimentaciones de las placas se asumió que las cargas están ubicadas en el centroide de la "L". Asimismo, se ignoró la flexión biaxial, de tal forma que con el sismo en X solo habrá M3, y con el sismo en Y habrá M2.

Si evaluamos las excentricidades:

$$e_y = \frac{465}{(230 + 46.6 + 16 + 40)} = 1.4\text{m}$$

$$e_x = \frac{376}{(230 + 46.6 + 16 + 40)} = 1.1\text{m}$$

Si se hace coincidir el centroide de la placa (por donde se asume bajan las fuerzas) con el centro de la zapata se tiene el siguiente esquema:

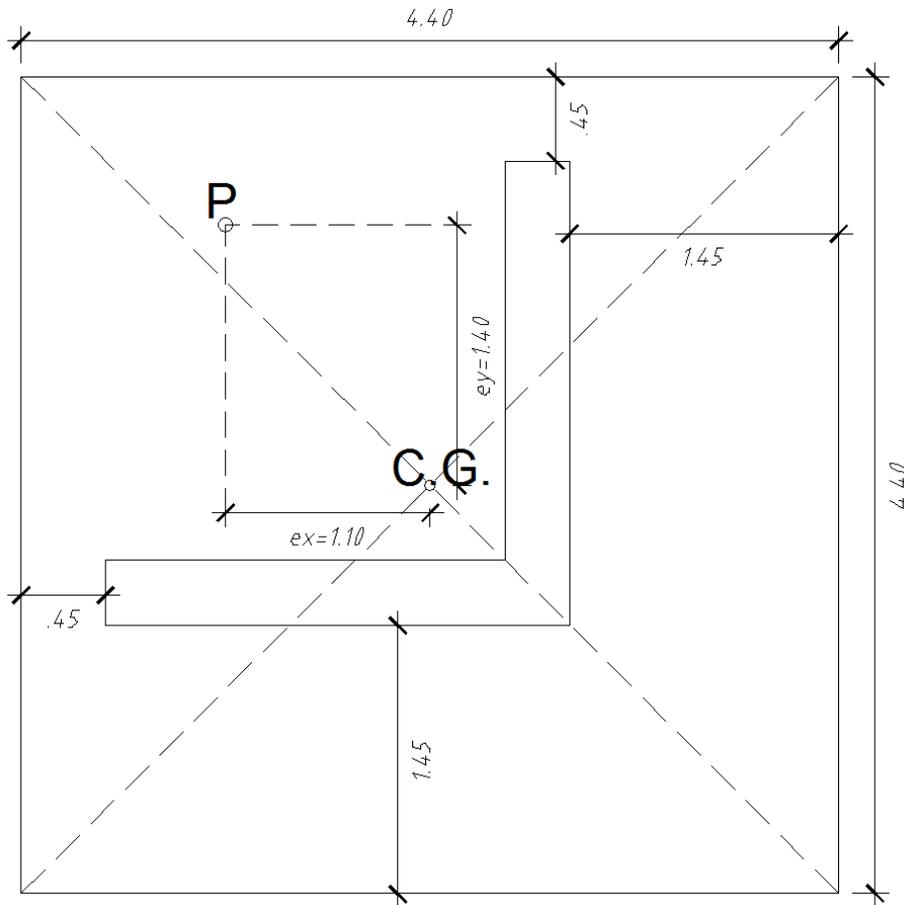


Figura 50. Cimentación de placa PL-02

Aplicando las fórmulas de Meyerhoff se tiene:

$$\sigma_y = \frac{333}{2 * 4.4(2.2 - 1.4)} = 47.3 < 52 \text{ton/m}^2$$

$$\sigma_x = \frac{333}{2 * 4.4(2.2 - 1.1)} = 34.4 < 52 \text{ton/m}^2$$

Para el diseño se puede trabajar con la presión última aproximada multiplicando la presión máxima en el suelo por un factor de 1.25.

$$\sigma_u = 47.3 * 1.25 = 60 \text{ton/m}^2$$

Corte

Se empieza con una altura $h=0.85$ m

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 4.4 * 0.76 * 10 = 218 \text{ ton}$$

$$V_u = (60) * 4.4 * (1.45 - 0.76) = 185 \text{ ton}$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

Punzonamiento

$$L_o = 11.6 \text{ m}$$

$$A_o = 7.8 \text{ m}^2$$

$$A = 19.36 \text{ m}^2$$

$$\beta = 1.77$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{1.77}\right) * \sqrt{210} * 11.6 * 0.76 * 10 = 1126 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.27 * \left(30 * \frac{0.76}{11.6} + 2\right) * \sqrt{210} * 11.6 * 0.76 * 10 = 1160 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 11.6 * 0.76 * 10 = 1151 \text{ ton}$$

$$V_u = (60)(19.36 - 7.8) = 694 \text{ ton}$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

Flexión

Con el volado de 1.45 m:

$$M_u = (60) \left(\frac{1.45^2}{2} \right) = 63 \text{ ton} * \text{m}$$

Con $b=100$ cm y $d=76$ se tiene 23 cm^2 (1''@.20)

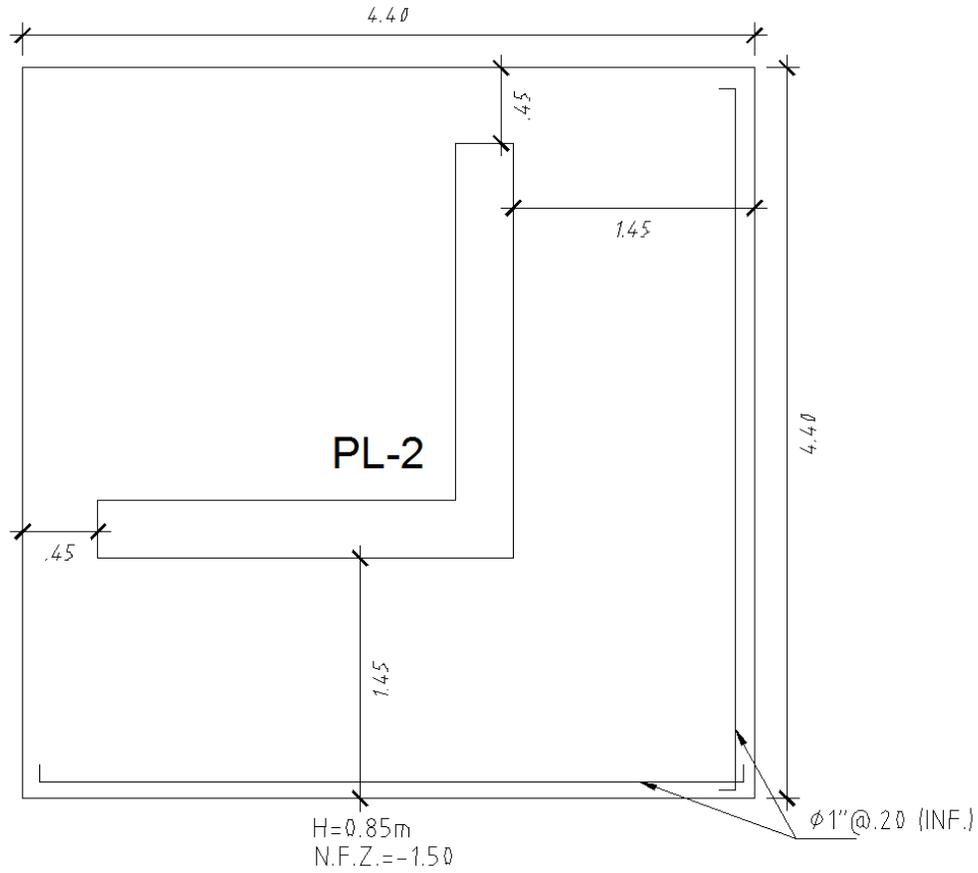


Figura 51. Armado de zapata de la placa PL-02

12. METRADO DE ACERO Y CONCRETO

Se realizó un metrado para poder determinar la incidencia del acero y del concreto en los distintos elementos estructurales del edificio. Con esto también se puede obtener un ratio global de materiales respecto al área total del proyecto, esta información es muy útil para evaluar los costos y presupuestos, además nos indica si el diseño es razonable. El área total construida del edificio es 1200m². A continuación, se muestra una tabla con el metrado e incidencias por elemento.

ELEMENTO	ACERO (kg)	CONCRETO (m3)	INCIDENCIA DE ACERO SOBRE EL CONCRETO(kg/m3)	INCIDENCIA DEL ACERO SOBRE EL ÁREA TECHADA(kg/m2)
LOSAS	5154	158	32.6	4.3
VIGAS	20100	111	181.1	16.8
PLACAS	10600	86	123.3	8.8
COLUMNAS	940	4.8	195.8	0.8
CIMENTACIÓN	2760	56	49.3	2.3
TOTAL	39554	415.8	95.1	33.0

Del metrado de acero y concreto se tiene que los elementos de mayor incidencia de acero por metro cuadrado son las vigas. Esto es porque, en la mayoría de ellas, se ha empleado solo barras de 1'' para fierro corrido y para bastones, asimismo, tienen fierro distribuido.

El consumo total de acero es de 33 kg por metro cuadrado techado. Este valor es razonable puesto que este ratio varía entre 30 y 40 kg/m². Por lo tanto, se puede decir de forma general, que la cantidad de acero colocado no es ni excesiva ni escasa.

13. CONCLUSIONES

Usando los criterios de predimensionamiento y estructuración, mencionados en el acápite 2, se obtienen secciones suficientes para soportar cargas de gravedad y cargas sísmicas. La arquitectura plantea un aula libre amplia por lo que se colocaron elementos robustos en el borde. Dado que se trata de un aula taller, la arquitectura no plantea gran cantidad de detalles ni cambios en altura influyentes en la estructuración.

Se determinó, mediante un análisis de los efectos de torsión en las vigas de borde, que las tres vigas interiores trabajan prácticamente como simplemente apoyadas. Para dichas vigas, que trabajan a gravedad, se evaluaron dos opciones. Una opción fue usar vigas de concreto y analizarlas como secciones T y la otra alternativa planteaba vigas metálicas trabajando a sección compuesta con la losa maciza. Se evaluó la factibilidad constructiva y el impacto económico que implica elegir una u otra opción. Se pudo concluir que la opción más conveniente es usar vigas de concreto armado.

Para el análisis sísmico se usó un factor de uso de 1.5, correspondiente a estructuras de categoría A (esenciales). Este valor es discutible dado que la norma E.030 no es muy clara en este aspecto, sin embargo, se empleó por considerarla conservadora.

Dada la configuración de la estructura, esta presentó torsión en planta, sin embargo, la estructura califica como regular y cumple el límite para los desplazamientos estipulado en la Norma E.030. El comportamiento ante un sismo, sería más uniforme si colocaban más elementos rígidos cerca al corredor. De esta manera el centro de rigidez y el centro de masa estarían más próximos.

Adicionalmente, al análisis dinámico con tres grados de libertad por nivel, se desarrolló un análisis traslacional y un análisis estático. Los resultados de todos los análisis coinciden en que, cuando actúa el sismo en la dirección Y-Y, la estructura presenta cierta torsión, que ocasiona que el pórtico del eje 2 tome más fuerza que el pórtico del eje 1.

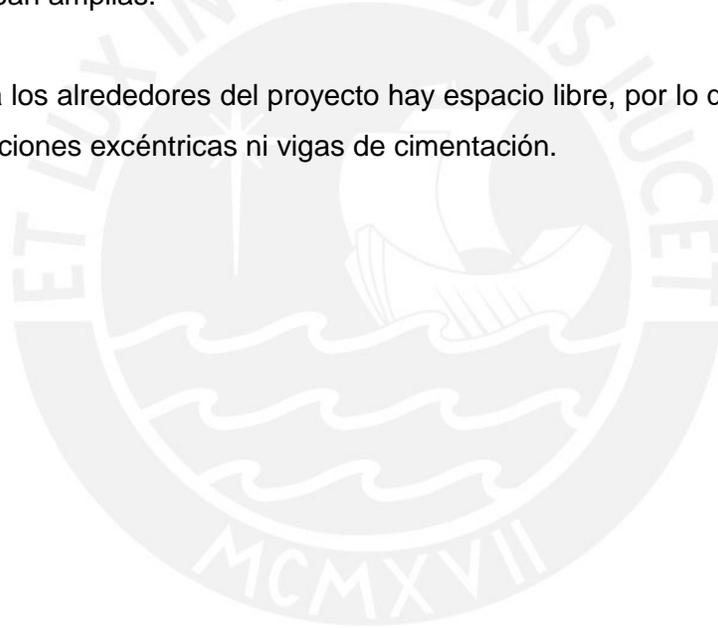
Las vigas de borde sometidas a efectos de torsión fueron reforzadas con estribos a poco espaciamiento y con acero repartido en los costados de viga. Se hizo el diseño por torsión y cortante, de acuerdo a lo establecido en la Norma E.060.

Se verificó las condiciones de servicio para las vigas interiores dado que tienen una luz considerable. Parte de las deflexiones se pueden contrarrestar aplicando contraflechas. También se aplicó contraflecha para el volado que es el corredor.

En estructuras donde se tienen fuerzas sísmicas soportadas por pocas y generosas placas y donde se emplea un factor $U=1.5$, se espera que el refuerzo por cortante y por flexión sea considerable.

Al no presentar sótanos y al emplear el factor $U=1.5$ implica que las placas estén sometidas a momentos sísmicos elevados en la base de la estructura, lo que supone que las zapatas aisladas de cada placa presenten excentricidades considerables y , en consecuencia, sean amplias.

Se asumió que a los alrededores del proyecto hay espacio libre, por lo que no se necesitó emplear cimentaciones excéntricas ni vigas de cimentación.



BIBLIOGRAFIA

1. Reglamento Nacional de Edificaciones,
2006 Norma Técnica de Edificación E-020 “Cargas”
2. Reglamento Nacional de Edificaciones
2006 Norma Técnica de Edificación E-030 “Diseño Sismorresistente”,
3. Reglamento Nacional de Edificaciones
2009 Norma Técnica de Edificación E-060 “Concreto Armado”
4. Reglamento Nacional de Edificaciones
2006 Norma Técnica de Edificación E-090 “Estructuras Metálicas”
5. Blanco Blasco, Antonio
1994 Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado,
Segunda Edición, Lima: Capitulo de ingeniería civil (CIP).
6. American Institute of Steel Construction (AISC)
2005 Steel Construction Manual, 13va Edición.
7. McCormac, Jack C. – Csernak, Stephen F.
2012 Structural Steel Design, 5ta Edición, New Jersey: Pearson
8. Zapata Baglietto, Luis F.
1997 Diseño Estructural en Acero, Lima.
9. Park, Robert – Paulay, Thomas
1975 Reinforced Concrete Structures, New York: John Wiley & Sons.
10. Ottazzi Pasino, Gianfranco
2012 Apuntes del Curso Concreto Armado 1, Lima: Pontificia Universidad
Católica del Perú, Departamento de Ingeniería, Sección Ingeniería
Civil.
11. Revista Costos
Marzo 2013 Construcción, Arquitectura e Ingeniería, Lima: Grupo S10.