



PONTIFICIA **UNIVERSIDAD CATÓLICA** DEL PERÚ

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

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





PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

**PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE UN EDIFICIO EN SURCO
CON UN SÓTANO Y CUATRO PISOS**

**Tesis para optar el título de
Ingeniero Civil**

Presentado por:

JESÚS CHOQUE CONTRERAS

Asesor de tesis:

ING. ANTONIO BLANCO BLASCO

Lima, 2010

RESUMEN DE TESIS

La presente tesis tiene como objetivo el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado de cuatro pisos y un sótano, destinado al uso de viviendas, ubicado en el distrito de Surco, provincia y departamento de Lima.

El edificio se proyecta sobre un terreno rectangular de 640m^2 ($16 \times 40\text{m}$), con un área techada de $2,196\text{m}^2$ aproximadamente, distribuidos de la siguiente manera: el sótano esta destinado a los estacionamientos de los departamentos, allí se ubica la cisterna y el cuarto de máquinas; por debajo del nivel del sótano; los pisos superiores están destinados a los departamentos, teniendo en el primer nivel 03 departamentos y el Lobby de ingreso principal al edificio, los demás pisos son típicos con 4 departamentos por piso. A pesar de no tener muchos niveles se instalo un ascensor para la circulación vertical además de la escalera de emergencia.

El terreno sobre el cual se encuentra el edificio es una grava arenosa típica de Lima, cuya capacidad admisible es de 4.0 kg/cm^2 a la profundidad del nivel de cimentación -3.20m .

En cuanto al diseño del edificio, el sistema estructural fue en base a pórticos y muros de corte, esto se hizo con la finalidad de proporcionar a la estructura una rigidez adecuada en ambas direcciones XX e YY, con la finalidad de controlar los desplazamientos laterales. Definido lo anterior, se procedió a predimensionar los elementos estructurales principales (losas aligeradas y macizas, vigas, columnas y placas), siguiendo los criterios planteados en los libros de diseño estructural, así como recomendaciones de orden práctico los cuales serán explicados mas adelante.

Una vez predimensionados los elementos, se procedió a realizar el metrado de cargas verticales y posteriormente se desarrollo el análisis sísmico, procurando que se cumpla con lo planteado en la Norma Peruana de Diseño Sismo resistente E.030. Realizado el análisis sísmico, se comprobó que la rigidez asignada en cada dirección fuera la adecuada.

Una vez que se ha efectuado la comprobación sísmica del edificio, se procedió a diseñar todos los elementos estructurales, procurando que se cumplan los lineamientos de la nueva actualización de la Norma de Concreto Armado E.060. Los elementos diseñados fueron los siguientes: losas aligeradas y macizas, vigas, columnas, muros de corte (placas), escaleras, cisterna y cimentación del edificio.

Finalmente se presenta un cálculo de calzaduras, suponiendo en una primera alternativa un valor de cohesión 0.20 y en otra un valor de 0.00 kg/cm^2 y se hicieron los comentarios respectivos de los cálculos.



A mi madre por su constante apoyo e incondicional afecto.
A mi padre que en vida fue su sueño el que hoy se ve reflejado en este trabajo.
A mis hermanos y mi gran amor Esther, quienes me ayudaron
a que culmine con éxito esta meta.

ÍNDICE

	PÁG.
<u>CAPITULO I</u> : INTRODUCCIÓN	
1.1. Descripción del proyecto	01
1.2. Normas Empleadas	01
1.3. Cargas de Diseño	01
1.4. Materiales Empleados	02
 <u>CAPITULO II</u> : ESTRUCTURACIÓN	
2.1. Generalidades	03
2.2. Esquema de Estructuración del edificio	03
 <u>CAPITULO III</u> : PREDIMENSIONAMIENTO	
3.1. Losas aligeradas	05
3.2. Losas macizas	05
3.3. Vigas Principales	06
3.4. Vigas Chatas	07
3.5. Columnas	07
3.6. Muros de corte o placas	10
3.7. Escalera	12
3.8. Cisterna	12
 <u>CAPITULO IV</u> : METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD	
4.1. Columnas	14
4.2. Placas	16
 <u>CAPITULO V</u> : ANÁLISIS SÍSMICO	
5.1. Generalidades	20
5.2. Modelo estructural	20
5.3. Parámetros sísmicos	23
5.3.1. Parámetros de sitio	23
5.3.2. Parámetros estructurales	23
5.3.3. Peso de la Edificación	24
5.4. Análisis estático	25
5.5. Análisis dinámico	25
5.6. Fuerza cortante mínima en la base	28

5.7. Control de desplazamientos laterales	28
5.8. Junta de separación sísmica	29
5.9. Estabilidad del Edificio	29
5.10. Resultados del Análisis Sísmico DMF y DFC	30
<u>CAPITULO VI : DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SÍSMICO</u> (capítulo 21 de la norma E.060)	36
<u>CAPITULO VII : DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS</u>	
7.1. Diseño por flexión	41
7.2. Diseño por cortante	45
7.3. Deflexiones	45
7.4. Corte del acero de refuerzo.	46
<u>CAPITULO VIII: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS</u>	
8.1. Diseño por flexión	47
8.2. Verificación por cortante	48
<u>CAPITULO IX : DISEÑO DE VIGAS</u>	
9.1. Diseño por flexión.	50
9.2. Diseño por cortante	53
9.3. Deflexiones	57
9.4. Control de fisuración	57
9.5. Corte del acero de refuerzo	58
<u>CAPITULO X : DISEÑO DE COLUMNAS</u>	
10.1. Diseño por Flexión Uniaxial	59
10.2. Flexión biaxial.	61
10.3. Esbeltez de Columnas	62
10.3.1. Momentos Magnificados en estructuras sin desplazamiento lateral	63
10.4. Diseño por cortante	64
<u>CAPITULO XI : DISEÑO DE PLACAS O MUROS DE CORTE</u>	
11.1. Acero distribuido vertical y horizontal mínimos	68
11.2. Diseño por flexocompresión	69
11.3. Diseño por cortante	71
11.3.1. Refuerzo horizontal	72
11.3.2. Refuerzo vertical	73

CAPITULO XII: DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO

12.1. Cargas perpendiculares al plano	74
12.1.1. Diseño por flexión	75
12.1.2. Diseño por corte	76

CAPITULO XIII: DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

13.1. Introducción	77
13.2. Diseño de zapatas aisladas	77
13.2.1. Dimensionamiento de la zapata	78
13.2.2. Determinación de la reacción amplificada del suelo	79
13.2.3. Diseño por punzonamiento	80
13.2.4. Diseño por cortante	81
13.2.5. Diseño por flexión	82
13.3. Diseño de zapata conectada	82
13.3.1. Verificación de las dimensiones de las zapatas conectadas	82
13.3.2. Diseño de la viga de cimentación	83
13.3.2.1. Diseño por flexión	84
13.3.2.2. Diseño por cortante	84
13.4. Diseño de zapata combinada	85
13.2.1. Dimensionamiento de la zapata	85
13.2.2. Determinación de la reacción amplificada del suelo	86
13.2.3. Diseño por flexión	87
13.2.4. Diseño por cortante	87

CAPITULO XIV: ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES

14.1. Diseño de Escaleras	89
14.2. Diseño de la Cisterna y cuarto de maquinas	92

CAPITULO XV: CALZADURAS

15.1. Antecedentes	93
15.2. Diseño de la Calzadura	94
15.2.1. Para una cohesión de $c=0.20\text{kg/cm}^2$	96
15.2.2. Para una cohesión de $c=0.0\text{kg/cm}^2$	97

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El desarrollo de la presente tesis se inicia a partir del proyecto de arquitectura, el cual incluye los planos en planta, cortes, elevaciones y detalles. Este proyecto contempla un edificio multifamiliar ubicado en el distrito de Surco sobre un terreno rectangular de aproximadamente 640m² (16x40m).

El sótano esta destinado para los estacionamientos y los pisos superiores a los departamentos, teniendo en el primer nivel el Lobby de ingreso principal al edificio y tres departamentos de tres, dos y un dormitorio respectivamente con un área ocupada mayor que los demás niveles debido a la existencia de patios exteriores; los demás pisos son típicos con cuatro departamentos por piso, dos de tres dormitorios, uno de dos dormitorios y el ultimo de un solo dormitorio, resultando un total de 15 departamentos en todo el edificio.

La tabiquería interior esta proyectada con bloques sílico-calcáreos de la fabrica La Casa, también llamados P-10 o P-7, dependiendo del espesor del muro, los cuales poseen un refuerzo interior y siguen un procedimiento de construcción según especificaciones técnicas del proveedor.

1.2. NORMAS EMPLEADAS

Las consideraciones y cálculos correspondientes para el análisis y diseño estructural del edificio se realizaran de acuerdo a lo especificado en las siguientes normas de diseño:

- Metrado de cargas Norma E.020 de Cargas
- Análisis Sísmico Norma E.030 de Diseño Sismo resistente
- Diseño de elementos de concreto Norma E.060 de Concreto Armado
(Actualización del 08 de Mayo del 2009)
- Diseño de cimentaciones Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones

1.3. CARGAS DE DISEÑO

Las estructuras y los elementos estructurales se diseñaran para obtener en todas sus secciones **resistencias de diseño (ϕR_n)** por lo menos iguales a las **resistencias requeridas (R_u)**, calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipula en la Norma E.060, en todas las secciones de los elementos se debe cumplir:

$$\phi R_n \geq R_u$$

La metodología de diseño propuesta por la Norma E.060, se basa en suponer que las solicitaciones a las que estarán sometidos los elementos sean mayores a las requeridas, es decir amplificadas por ciertos factores para obtener las combinaciones últimas de cargas. La Norma E.060, capítulo 9.2, define las siguientes **resistencias requeridas (Ru)** para los diferentes tipos de carga:

$U = 1.4CM + 1.7CV$	Donde: CM – carga muerta
$U = 1.25(CM+CV) \pm CS$	CV – carga viva
$U = 0.9CM \pm CS$	CS – carga de sismo
$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.7CE$	CE – empuje lateral de suelos

Así mismo la Norma E.060, capítulo 9.3, señala que la **resistencia de diseño (ϕRn)** proporcionada por un elemento, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deberán tomarse como la resistencia nominal multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia especificada a continuación:

Flexión sin carga axial	0.90
Carga axial y carga axial con flexión	
Para carga axial de tracción con o sin flexión	0.90
Para carga axial de compresión con o sin flexión	
Para elementos con refuerzo en espiral	0.75
Para otros elementos	0.70
Corte y torsión	0.85
Aplastamiento del concreto	0.70
Concreto simple	0.65

1.4. MATERIALES EMPLEADOS

Las propiedades mecánicas de los materiales empleados son:

- Concreto:
 - Resistencia a la compresión: $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
 - Deformación unitaria máxima: $\epsilon_{cu}=0.003$
 - Módulo de elasticidad: $E_c = 15,000 \cdot \sqrt{f'c} = 217,000 \text{ kg/cm}^2$
 - Módulo de rigidez al esfuerzo cortante: $G = E_c/2.3$
 - Módulo de poisson: $\nu=0.15$
- Acero de refuerzo
 - Esfuerzo de fluencia: $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$
 - Módulo de elasticidad: $E_s=2\ 000,000 \text{ kg/cm}^2$
 - Deformación máxima antes de la fluencia: $\epsilon_s=0.0021$

CAPITULO II ESTRUCTURACIÓN

2.1. GENERALIDADES

La estructuración de un edificio consiste en disponer y distribuir los elementos estructurales de forma adecuada y en la medida que la arquitectura lo disponga, tener una estructura lo mas uniforme posible, de tal manera que el edificio presente un buen comportamiento frente a cargas de gravedad y de sismo.

Para que estos objetivos sean cumplidos, es importante que se tenga ciertos criterios de estructuración, que a continuación se mencionan:

- La estructuración debe guardar en la medida de lo posible simplicidad y simetría. Así podemos predecir mejor su comportamiento sísmico y se puede idealizar mejor los elementos que lo conforman.
- Debemos dotar a la estructura una resistencia sísmica en ambas direcciones que garantice el buen desempeño del conjunto y de cada uno de los elementos estructurales, para esto se debe proveer a la estructura de una rigidez lateral en ambas direcciones que sea capaz de controlar las deformaciones que las fuerzas laterales de sismo puedan imprimirle. Hay que tener en cuenta que en una estructura la deformación excesiva es sinónimo de daño.
- Se debe procurar que la estructura sea continua tanto en planta como en elevación, con elementos que no cambien bruscamente de rigidez, de manera de evitar concentración de esfuerzos.

2.2. ESQUEMA DE ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO

Para la estructuración del edificio se planteó un sistema de pórticos combinados con muros de corte, esto para controlar la flexibilidad del edificio y con ello los desplazamientos máximos de la estructura.

Para ello se definieron dos direcciones principales. A la dirección paralela a la Calle se la denominó XX y a la dirección perpendicular a la calle se le denominó YY.

Se aprovechó que la edificación posee dos límites de propiedad, contiguos con los vecinos para considerar muros de corte de gran longitud en la dirección YY, esto con la finalidad de proporcionarle una mayor rigidez global a la estructura. En la dirección XX no se pudo ubicar la misma densidad de muros, así que el sistema resistente en dicho sentido será controlado por una combinación de pórticos y muros de corte.

Para la estructuración de las columnas se debe tener en cuenta hacia que dirección se peraltan, de modo de ayudar con ellos a la rigidez lateral en el sentido mas desfavorable. En nuestro caso si bien es cierto por cargas de gravedad las columnas se orientaron en la dirección Y-Y, por rigidez del edificio dichas columnas debieron orientarse en la dirección X-X, sin embargo la arquitectura del edificio nos lo impedía y es por ello que se ubicaron ciertas placas paralelas en la dirección X-X para controlar la rigidez del edificio en dicha dirección.

En esta etapa se definieron los ejes de la estructura donde se ubicaron las columnas y placas del edificio, en donde a su vez se apoyan las vigas principales, esto para definir los sentidos donde descansan las viguetas del techo aligerado o macizo del edificio, generalmente en el sentido mas corto del paño. Adicionalmente se recurrió al uso de vigas chatas en los casos donde existen tabiques importantes en la dirección paralela del aligerado y en las zonas donde había discontinuidades en el techo por la presencia de ductos de ventilación y de instalaciones sanitarias.

Para asegurar la continuidad del diafragma rígido en la zona central de los pisos superiores se utilizaron losas macizas del mismo espesor del aligerado. Así mismo se utilizaron losas macizas en el techo de la cisterna y el cuarto de maquinas.

Para la cimentación se planteó el uso de cimientos corridos para las placas y muros de sótano que se encuentran en el límite de propiedad, así como el uso de zapatas simples en el caso de placas y columnas interiores y zapatas conectadas en el caso de placas y columnas exteriores. Esto con el fin de contrarrestar el efecto de carga excéntrica.

En el capítulo siguiente se hará un predimensionamiento de los elementos en base a la estructuración propuesta, que luego será verificada en un análisis sísmico, para comprobar que los elementos considerados sean los necesarios.

A continuación, se presentan unos planos a escala reducida del encofrado del sótano y del piso típico, donde se puede apreciar la estructuración realizada, para proceder el predimensionamiento de los elementos estructurales.

CAPITULO III

PREDIMENSIONAMIENTO

En este capítulo se indican los criterios y recomendaciones tomados para el predimensionamiento de los elementos estructurales, basados en la experiencia de ingenieros y los requerimientos de la Norma de Concreto Armado E.060.

3.1. LOSAS ALIGERADAS

Para el dimensionamiento de los aligerados se considera los siguientes espesores de losa para cada longitud de luz libre, tomados del libro de Concreto Armado del Ing. Antonio Blanco⁽¹⁾, dicho espesor incluye la altura del ladrillo, así como los 5cm de losa superior que se considera normalmente.

Espesor del Aligerado (cm)	Espesor del Ladrillo (cm)	Para luces (ln) de:
17	12	Menores a 4m
20	15	entre 4 y 5.5m
25	20	entre 5 y 6.5m
30	25	entre 6 y 7.5m

Dichos espesores pueden usarse para aligerados armados en una dirección y que se tengan sobrecargas normales del orden de 300 kg/m².

En nuestro caso la sobrecarga de diseño es de 200 kg/m² y el paño de mayor luz libre se encuentra comprendido entre los ejes 2-3 y los ejes C-D, con una luz libre (ln) igual a 5.20m, por lo tanto, elegiremos un aligerado de **h=0.20m** tanto para el sótano como para los pisos superiores ya que la luz libre mayor es la misma en ambos casos.

3.2. LOSAS MACIZAS

Para el dimensionamiento de losas armadas en dos direcciones se considera los siguientes criterios, tomados del libro del Ing. Antonio Blanco⁽¹⁾.

$$h \geq \frac{Ln}{40} \text{ o } \sum \frac{L}{180} \text{ (para losas armadas en 2 direcciones)}$$

Donde:

- h = peralte de la losa de concreto (m)
- Ln = luz libre mayor del tramo (m)
- L = Longitud del perímetro de la losa (m)

En nuestro caso se utilizó losa maciza básicamente en los pisos superiores en la zona central para asegurar la continuidad del diafragma rígido, para ello se utilizaron losas macizas armadas en dos direcciones entre los ejes 4-5 y B'-D' (Ln=6.09m), entonces:

$$h \geq \frac{Ln}{40} = \frac{6.09}{40} = 0.152m$$

Como tenemos aligerados de altura h=0.20m, utilizaremos losas macizas de h=0.20m, esto con el fin de uniformizar las alturas del techo.

3.3. VIGAS PRINCIPALES

Para las vigas principales, el peralte (h) y el ancho de la base (b_w) se predimensionan considerando las siguientes expresiones:

$$h \geq \frac{Ln}{10} \text{ o } \frac{Ln}{12} \quad \text{y} \quad 0.3h < b_w < 0.5h$$

Así mismo la norma E.060, numeral 21.5.1.3, indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de 0.25m, para el caso que estas formen parte de pórticos o elementos sismo-resistentes. Dicha limitación no impide tener vigas de menor espesor (15 o 20cm) si se trata de vigas que no forman pórticos.

Siguiendo estos criterios tenemos:

Para el Sótano:

EJE	Luz libre (m)	h= L/10 (m)	h= L/12 (m)	h elegido (m)	b _w elegido (m)
EJE X-X (eje 3)	3.40	0.34	0.28	0.60	0.25
	3.05	0.31	0.25		
	5.20	0.52	0.43		
	3.03	0.30	0.25		
EJE	Luz libre (m)	h= L/10 (m)	h= L/12 (m)	h elegido (m)	b _w elegido (m)
EJE Y-Y (eje D-D')	4.70	0.47	0.39	0.60	0.25
	7.05	0.71	0.59		
	2.75	0.28	0.23		
	6.09	0.61	0.51		
	5.95	0.60	0.50		
	4.40	0.44	0.37		

Para el Piso Típico:

EJE	Luz libre (m)	h= L/10 (m)	h= L/12 (m)	h elegido (m)	b _w elegido (m)
EJE X-X (eje 3)	3.40	0.34	0.28	0.60	0.25
	3.05	0.31	0.25		
	5.20	0.52	0.43		
	3.03	0.30	0.25		
EJE	Luz libre (m)	h= L/10 (m)	h= L/12 (m)	h elegido (m)	b _w elegido (m)
EJE Y-Y (eje D-D')	7.05	0.71	0.59	0.60	0.25
	2.75	0.28	0.23		
	6.09	0.61	0.51		
	5.95	0.60	0.50		
	4.40	0.44	0.37		

Nótese que en la estructura tenemos algunos paños largos ($L=7.05\text{m}$), es por ello que tomamos la relación $L/12$ para predimensionar; ya que si bien es cierto la relación $L/10$ nos da peraltes de hasta 0.71m , la arquitectura del edificio no nos permitía peraltes mayores a los elegidos, es por ello que para el sótano y los pisos típicos se uniformizaron las dimensiones de las vigas a $(0.25 \times 0.60\text{m})$ en su mayoría, salvo la viga de los pisos superiores del eje 6 entre el tramo B'-D' que se hicieron de (0.20×0.60) ya que no podía ser peraltadas pues cruzaban la sala-comedor de los departamentos X01 y X02.

3.2. VIGAS CHATAS

En el caso que se tenga sobre la losa tabiques importantes paralelos a la dirección de las viguetas, se considero el uso de vigas chatas para soportar la carga del muro. De ser la disposición de los tabiques perpendicular a la dirección del aligerado no será necesario el uso de vigas chatas, ya que la carga del tabique será repartida entre todas las viguetas que cruce el tabique.

Para predimensionar el ancho de las vigas, se debe verificar que la sección de la viga chata sea suficiente para soportar al tabique que lleva encima; para ello se verifica que la fuerza cortante ultima (V_u) en la sección crítica de la viga chata sea menor que la fuerza cortante nominal (ϕV_c), es decir:

$$\text{Si: } \phi V_c = \phi 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \geq V_u$$

$$b_w \geq \frac{V_u}{\phi 0.53 \times \sqrt{f'c} \times d}$$

Donde:

- ϕ = factor de reducción de resistencia por cortante (estribos=0.85)
- $f'c$ = resistencia del concreto a compresión (210kg/cm^2)
- b_w = ancho de la sección
- d = peralte efectivo de la sección (altura-recubrimiento)

Para el predimensionamiento de las vigas chatas se asume que la resistencia al corte de la sección viene dado íntegramente por el concreto, es así que los estribos de las vigas chatas serán los mínimos necesarios para el montaje.

3.4. COLUMNAS

Las columnas se dimensionarán considerando ciertos criterios tomados del libro del Ing. Antonio Blanco⁽¹⁾:

- i) Si se trata de edificaciones de pocos pisos y luces importantes, es posibles que los momentos produzcan excentricidades importantes y se busque una sección con más peralte para la dirección donde el momento es crítico.

- ii) Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente controlados por los muros, las columnas que tengan cargas superiores a 200tn se pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

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

- iii) Para el mismo tipo de edificio, el dimensionamiento de las columnas con menos carga axial, como es el caso de las exteriores o esquineras, se podrá utilizar un área igual a:

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

Esta distinción se debe a que las columnas exteriores o esquineras tendrán una menor carga axial que las columnas interiores, así mismo, para edificios de pocos pisos con cargas menores a 200tn, las columnas deben tener dimensiones del orden de 1,500cm² a 2,000cm².

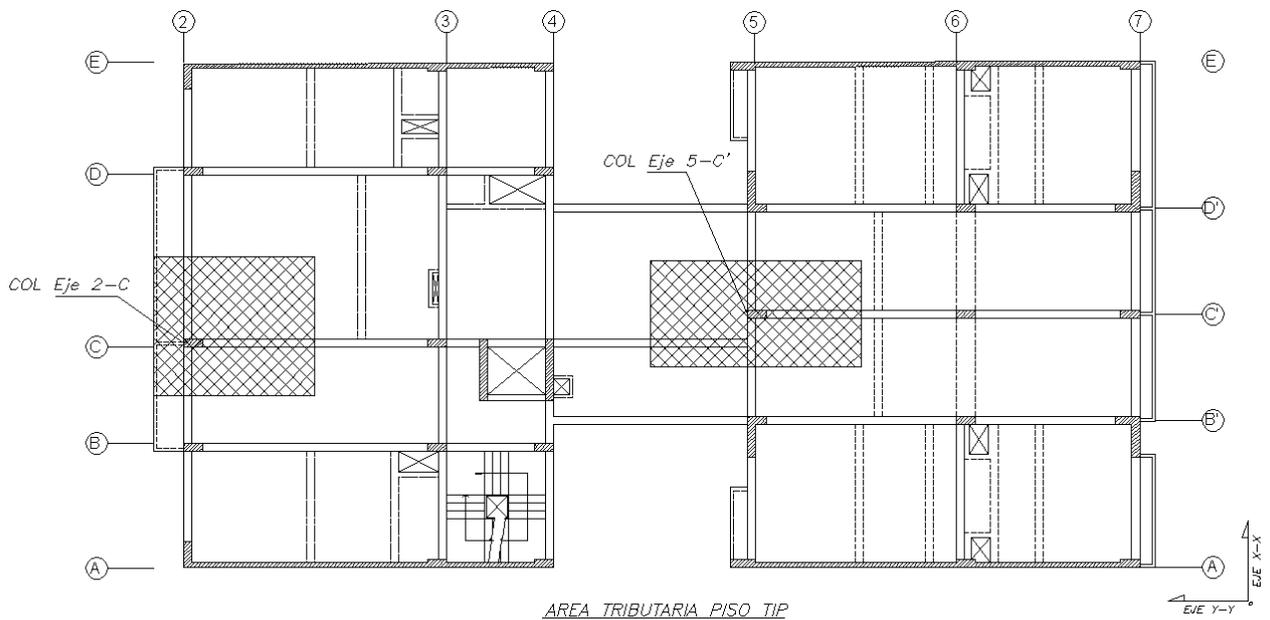
- iv) Cuidar el peralte en las columnas exteriores de los pórticos principales, pero también buscar para la dirección transversal algunas columnas peraltadas. Es muy útil en estos casos las columnas o placas esquineras en forma de "L", la exteriores en forma de "T", o un mixto de columnas rectangulares con algunas peraltadas en la dirección principal (exteriores) y otras peraltadas en la dirección secundaria (interiores).

Usaremos dichos criterios para realizar el predimensionamiento de las columnas, teniendo en cuenta que el numeral 21.6.1.2 de la Norma E.060 sobre las disposiciones especiales para columnas sujetas a flexo compresión que resistan fuerzas de sismo, se indica que las columnas deberán tener un ancho mínimo de 25cm.

Lo que se suele hacer para predimensionar las columnas es, según nuestra estructuración, definir unas áreas tributarias para cada columna y proceder a estimar la carga total del elemento, para ello se asume un valor de carga en servicio por metro cuadrado que suele estar entre 0.9 a 1.3 tn/m², dependiendo de la densidad de muros que se tenga; en nuestro caso se definió una carga promedio de 1.0tn/m² para los pisos típicos y de 0.9tn/m² para la azotea. Con esto se obtiene un peso estimado que soporta la columna.

Para el predimensionamiento, las columnas se separaron en dos grupos, columnas centrales y exteriores, con la finalidad de utilizar las expresiones anteriores para el cálculo del área necesaria para cada elemento.

La siguiente figura muestra la ubicación de la columna exterior del eje 2-C y la columna interior del eje 5-C', junto a sus respectivas áreas tributarias a modo de ejemplo.



Las siguientes tablas presentan el área tributaria por cada nivel, el peso estimado y las áreas requeridas, así como las áreas asignadas por predimensionamiento.

Para Columnas Interiores:

Columna	Carga de Servicio				Area Necesaria $A=P(\text{serv})/0.45f_c$ (cm ²)	Dimensiones Iniciales		
	nivel	area (m ²)	num. de pisos	Pser. (tn)		L1 (cm)	L2 (cm)	area dada (cm ²)
Eje 3-B	sot	16.39	1.00	16.39				
	piso tip	16.39	3.00	49.17				
	azotea	16.39	1.00	14.75	849.85	25.00	60.00	1,500.00
Eje 3-C	sot	20.34	1.00	20.34				
	piso tip	20.34	3.00	61.02				
	azotea	20.34	1.00	18.31	1,054.67	25.00	60.00	1,500.00
Eje 3-D	sot	24.26	1.00	24.26				
	piso tip	24.26	3.00	72.78				
	azotea	24.26	1.00	21.83	1,257.93	25.00	60.00	1,500.00
Eje 5-C'	sot	22.17	1.00	22.17				
	piso tip	22.17	3.00	66.51				
	azotea	22.17	1.00	19.95	1,149.56	25.00	60.00	1,500.00
Eje 6-B'	sot	17.50	1.00	17.50				
	piso tip	23.33	3.00	69.99				
	azotea	23.33	1.00	21.00	1,148.01	25.00	60.00	1,500.00
Eje 6-C'	sot	19.62	1.00	19.62				
	piso tip	19.62	3.00	58.86				
	azotea	19.62	1.00	17.66	1,017.33	25.00	60.00	1,500.00
Eje 6-D'	sot	23.32	1.00	23.32				
	piso tip	23.32	3.00	69.96				
	azotea	23.32	1.00	20.99	1,209.19	25.00	60.00	1,500.00

Para Columnas Exteriores:

Columna	Carga de Servicio				Area Necesaria $A=P(\text{serv})/0.35f'c$ (cm ²)	Dimensiones Iniciales		
	nivel	area (m ²)	num. de pisos	Pser. (tn)		L1 (cm)	L2 (cm)	area dada (cm ²)
Eje 2-B	sot	23.18	1.00	23.18	1,176.03	25.00	60.00	1,500.00
	piso tip	16.22	3.00	48.66				
	azotea	16.22	1.00	14.60				
Eje 2-C	sot	28.77	1.00	28.77	1,569.39	25.00	60.00	1,500.00
	piso tip	22.20	3.00	66.60				
	azotea	22.20	1.00	19.98				
Eje 2-D	sot	29.00	1.00	29.00	1,503.54	25.00	60.00	1,500.00
	piso tip	20.90	3.00	62.70				
	azotea	20.90	1.00	18.81				
Eje 4-B	sot	7.56	1.00	7.56	504.00	25.00	60.00	1,500.00
	piso tip	7.56	3.00	22.68				
	azotea	7.56	1.00	6.80				
Eje 4-D	sot	22.15	1.00	22.15	1,033.07	25.00	60.00	1,500.00
	piso tip	13.79	3.00	41.37				
	azotea	13.79	1.00	12.41				
Eje 7-C'	sot	9.64	1.00	9.64	731.81	25.00	60.00	1,500.00
	piso tip	11.32	3.00	33.96				
	azotea	11.32	1.00	10.19				

Si bien es cierto según el predimensionamiento se requieren áreas aproximadas menores a 1580cm², usaremos columnas uniformes de sección rectangular de 25x60cm en todos los casos, debido a que poseemos luces importantes en dicha dirección y el peralte de la viga también es de h=60cm.

3.5. MUROS DE CORTE O PLACAS

Para el predimensionamiento de las placas de la edificación, en cada dirección, se puede hacer uso de un método aproximado, el cual consiste en calcular las fuerzas cortantes en la base, con el método estático establecido en la Norma E.030 de Diseño Sismoresistente, cuyos valores asumidos para el análisis serán explicados con mayor detalle en el capítulo V (Análisis Sísmico) y comprobar que el área de corte cada placa en la dirección de análisis pueda soportar el cortante, para ello se ha tomado como área de aporte de la placa cuyo peralte coincida con la dirección de análisis.

Así mismo, para el dimensionamiento de las placas el numeral 21.9.3.2 de la Norma E.060 de Concreto Armado señala que el espesor mínimo para placas es de 15cm y el numeral 21.9.3.4 de la misma indica que el espesor mínimo para placas exteriores que se conviertan en muro de contención en los sótanos, estas deben tener un espesor mínimo en los sótanos de 20cm.

Para el eje X-X:

PLACAS PARALELAS A X-X			
elemento	espesor	largo	area (cm ²)
PL-3a	25	129	3,225
PL-3b	25	129	3,225
PL-4a	25	129	3,225
PL-4b	25	129	3,225
PL-5	25	195	4,875
PL-2a	25	80	2,000
PL-2b	25	80	2,000
TOTAL (cm²)			21,775

PLACAS PARALELAS A X-X			
Factor de zona	zona 3	Z =	0.40
Factor de uso	Cat. C	U =	1.00
Factor de suelo	S1	S =	1.00
Periodo del suelo		Tp =	0.40
Altura de edificación		hn =	11.70
Coeficiente Ct	porticos	Ct =	45.00
Periodo de la estructura (T=hn/Ct)		T =	0.26
Factor de amplificación sísmica			
$C = 2.5 (T_p/T) \leq 2.5$		Cx =	2.50
Coef. Reducción Fza Sísmica R=7		$\frac{3}{4} R =$	5.25
Peso total de la estructura (tn)		P =	1,742.32
V=(ZUCS/R)*P (tn)		V =	331.87
Cortante absorbido por las placas		80%V =	265.50
Area de placas (cm ²)		Ap =	21,775.00
Esfuerzo cortante actuante (Kg/cm ²)		$\tau =$	12.19

Ccal = 3.85

Para el eje Y-Y:

PLACAS PARALELAS A Y-Y			
elemento	espesor	largo	area (cm ²)
PL-1a	15	12,850	192,750
PL-1b	15	12,850	192,750
PL-2a	15	11,650	174,750
PL-2b	15	11,650	174,750
TOTAL (cm²)			735,000

PLACAS PARALELAS A Y-Y			
Factor de zona	zona 3	Z =	0.40
Factor de uso	Cat. C	U =	1.00
Factor de suelo	S1	S =	1.00
Periodo del suelo		Tp =	0.40
Altura de edificación		hn =	11.70
Coeficiente Ct	placas	Ct =	60.00
Periodo de la estructura (T=hn/Ct)		T =	0.20
Factor de amplificación sísmica			
$C = 2.5 (T_p/T) \leq 2.5$		Cy =	2.50
Coef. Reducción Fza Sísmica R=6		$\frac{3}{4} R =$	4.50
Peso total de la estructura (tn)		P =	1,742.32
V=(ZUCS/R)*P (tn)		V =	387.18
Cortante absorbido por las placas		80%V =	309.75
Area de placas (cm ²)		Ap =	735,000.00
Esfuerzo cortante actuante (Kg/cm ²)		$\tau =$	0.42

Ccal = 5.13

Los esfuerzos cortantes que absorberían las placas en la base del edificio obtenidos anteriormente se encuentran dentro del orden de magnitud esperado ($\tau=10$ a 20kg/cm^2) para ambas direcciones, así mismo, se puede observar que en la dirección Y-Y, el esfuerzo es mucho menor debido a las dimensiones de las placas laterales. Estas dimensiones serán comprobadas en la etapa de análisis sísmico con el fin de cumplir con las exigencias de la norma E.030 de Diseño Sismorresistente.

Finalmente, existen otros factores que influyen en el dimensionamiento de las placas, como por ejemplo:

- Los efectos locales de la placas, como por ejemplo, cargas concentradas.
- Las longitudes de anclaje para las vigas que llegan perpendicularmente a las placas.
- Los aspectos constructivos y económicos, como por ejemplo el costo de tarrajear y pintar un muro de ladrillo contra el costo de un muro de concreto solaqueado.

3.6.- ESCALERA

En base al RNE la escalera principal del edificio será dimensionada de la siguiente manera:

Tenemos: $N^\circ \text{ CP}=16 \rightarrow \text{CP}=\frac{2.75}{16}=0.175\text{m}$
 $P = 0.25\text{m}$

Se debe cumplir que: $0.60 \leq 2x\text{CP}+P \leq 0.64 \rightarrow 2x0.175+0.25=0.60 \text{ ok!}$

Además: Garganta = $\frac{2.75}{25} = 0.11\text{m} \rightarrow$ elegimos un espesor de: 0.15m de espesor de garganta.

3.7. CISTERNA

En este caso tendremos un abastecimiento de agua constituido por una cisterna y un cuarto de bombas de presión constante, por lo cual no será necesario el uso de un tanque elevado.

Asi mismo según la normativa de la municipalidad no la cantidad de niveles que posee el edificio no es necesario una dotación contra incendios.

Según el RNE, la dotación de agua para edificios de vivienda multifamiliar esta relacionada al número de dormitorios con el que cuenta cada departamento, así tenemos:

Nro. Dormitorios	Dotación de agua (lt/día)
1 dormitorio	500
2 dormitorios	850
3 dormitorios	1200

Para nuestro edificio tenemos:

Tipo	Cant	Dotación diaria	Dotación total (lt)
Dptos 1 dormitorio	4	500	2,000
Dptos 2 dormitorios	4	850	3,400
Dptos 3 dormitorios	7	1200	8,400
			13,800 litros/día

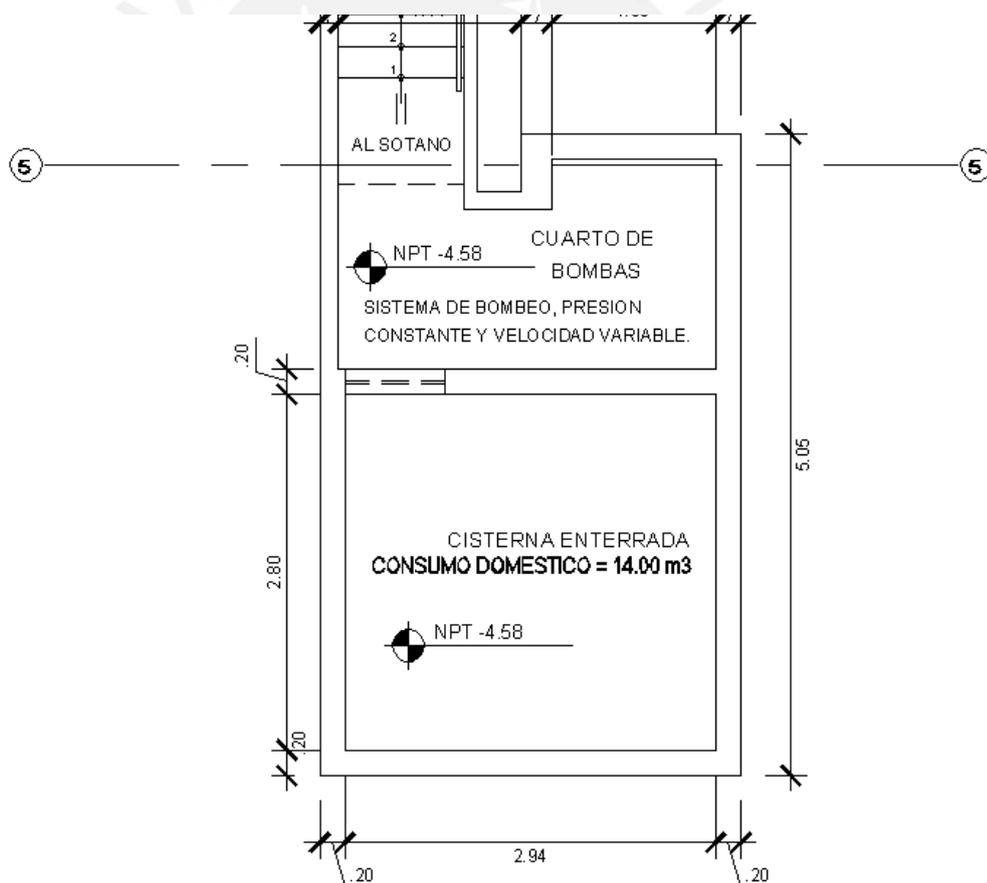
Así tenemos para la cisterna:

Vol. Cisterna = 14.0 m^3 aprox.

Área en planta = 8.25 m^2 ($2.80 \times 2.95 \text{ m}$)

Tirante de agua: $h = 14/8.25 = 1.70 \text{ m}$

Altura total de la cisterna = $h + 0.50 = 1.70 + 0.50 = 2.20 \text{ m}$, se considera 0.50m de colchón de aire sobre el nivel de agua.



PLANTA CISTERNA Y CTO. BOMBAS

CAPITULO IV

METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD

Al momento de realizar el metrado de cargas de gravedad se consideró un área tributaria correspondiente a cada columna o placa. En dicha área actúan las cargas transmitidas por las vigas, losas, tabiques, el piso terminado y la sobrecarga de diseño.

Antes de calcular las cargas actuantes en los elementos verticales procederemos a definir los pesos unitarios, anexo 1 de la norma E.020, que serán utilizados para el metrado de carga muerta (CM); así como los índices por metro cuadrado que aparecen en el numeral 6.1 de la norma E.020, referente a la carga viva mínima repartida (CV).

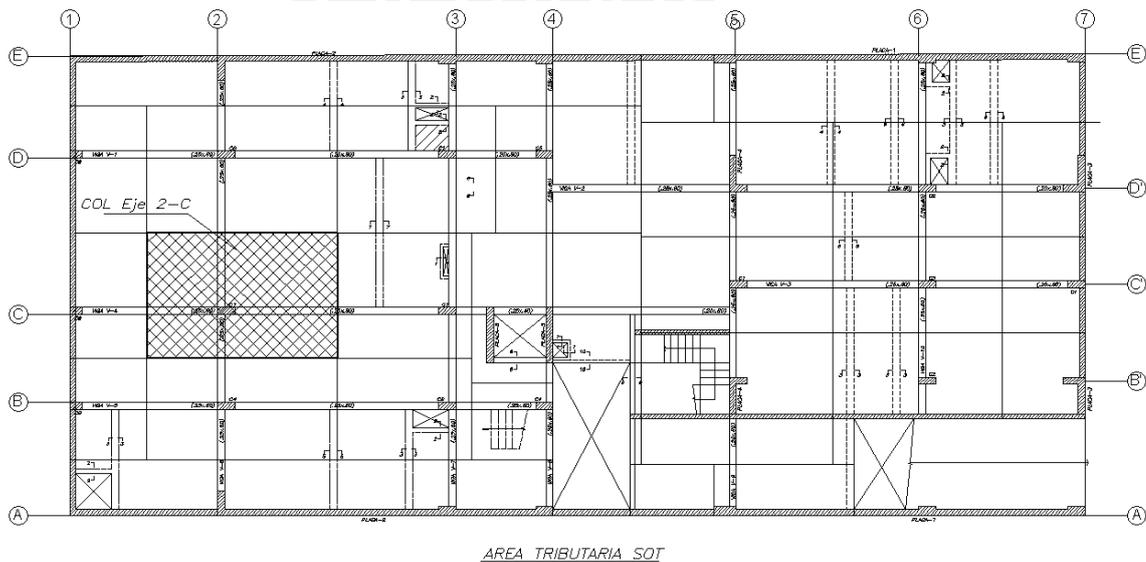
Para la Carga Muerta (CM):

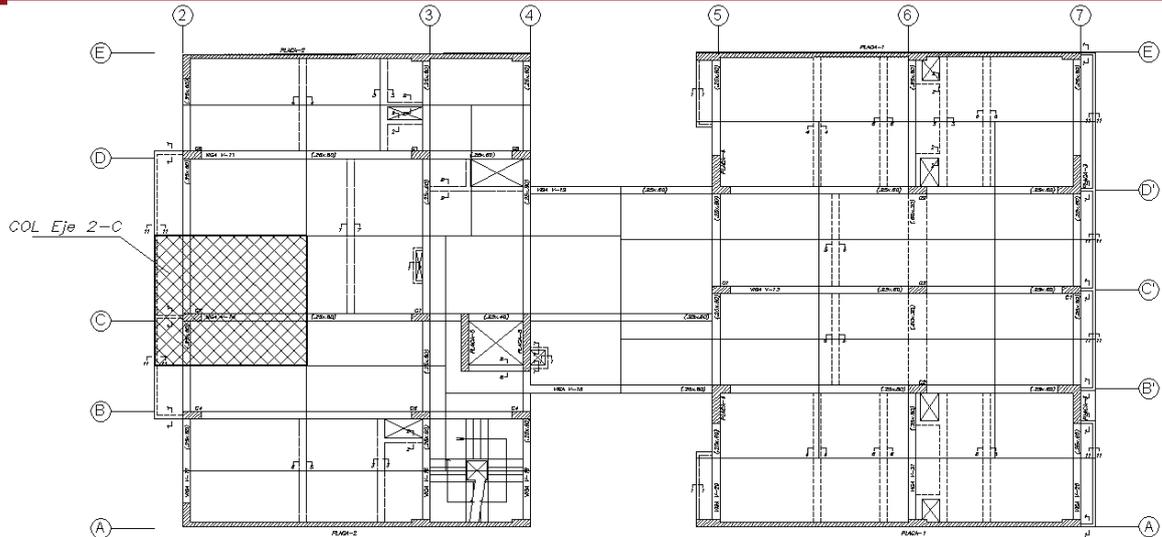
Peso del concreto	2.40	tn/m ³
Peso del aligerado (20cm)	0.30	tn/m ²
Peso piso terminado	0.10	tn/m ²
Peso tabique del bloque (P-10,P-7)	2.00	tn/m ³

Para la Carga Viva (CV):

s/c viviendas	0.20	tn/m ²
s/c corredores y escaleras	0.20	tn/m ²
s/c azotea	0.10	tn/m ²
s/c estacionamientos (vehículos)	0.25	tn/m ²

A continuación se muestra a modo de ejemplo el metrado de cargas de la columna C7, de la intersección de los ejes 2-C, así como la distribución de las áreas tributarias de los elementos verticales, para el respectivo metrado.





AREA TRIBUTARIA PISO TIP

METRADO DE CARGAS

**COLUMNA C-7
EJE 2-C**

SOTANO

	Elemento	pu	Dimensiones			Peso(tn)
			L1	L2	L3	
Carga Muerta	Peso propio C-7(25x60)	2.40	0.25	0.60	3.05	1.10
	Viga V-4 (25x60)	2.40	0.25	0.60	5.98	2.15
	Viga V-6 (25x60)	2.40	0.25	0.60	4.13	1.49
	Cerco de albañilería t=0.15m	1.80	2.50	0.15	2.45	1.65
	Tabique interior ladrillo P-10	2.00	2.10	0.10	3.53	1.48
	Aligerado h=0.20m	0.30	26.09			7.83
	Piso terminado	0.10	28.77			2.88
CM =						18.58
Carga Viva	Sobrecarga	0.20	28.77			5.75
CV =						5.75

PISO TIPICO

	Elemento	pu	Dimensiones			Peso(tn)
			L1	L2	L3	
Carga Muerta	Peso propio C-7(25x60)	2.40	0.25	0.60	2.75	0.99
	Viga V-14 (25x60)	2.40	0.25	0.60	3.53	1.27
	Viga V-17 (25x60)	2.40	0.25	0.60	4.13	1.49
	Tabique interior ladrillo P-10	2.00	2.10	0.10	4.48	1.88
	Aligerado h=0.20m	0.30	15.98			4.79
	Losa maciza h=0.20m	0.48	4.15			1.99
	Piso terminado	0.10	22.20			2.22
CM =						14.64
Carga Viva	Sobrecarga	0.20	22.20			4.44
CV =						4.44

AZOTEA		Elemento	pu	Dimensiones			Peso(tn)	
				L1	L2	L3		
		Peso propio C-7(25x60)	2.40	0.25	0.60	2.75	0.99	
		Viga V-26 (25x60)	2.40	0.25	0.60	3.53	1.27	
		Viga V-28 (25x60)	2.40	0.25	0.60	4.13	1.49	
		Alfeizar de albañilería	1.80	0.50	0.15	4.38	0.59	
		Aligerado h=0.20m	0.30	15.98			4.79	
		Losa maciza h=0.20m	0.48	4.15			1.99	
		Pastelero	0.10	22.20			2.22	
							CM =	13.34
Carga Viva	Sobrecarga		0.10	22.20			2.22	
							CV =	2.22

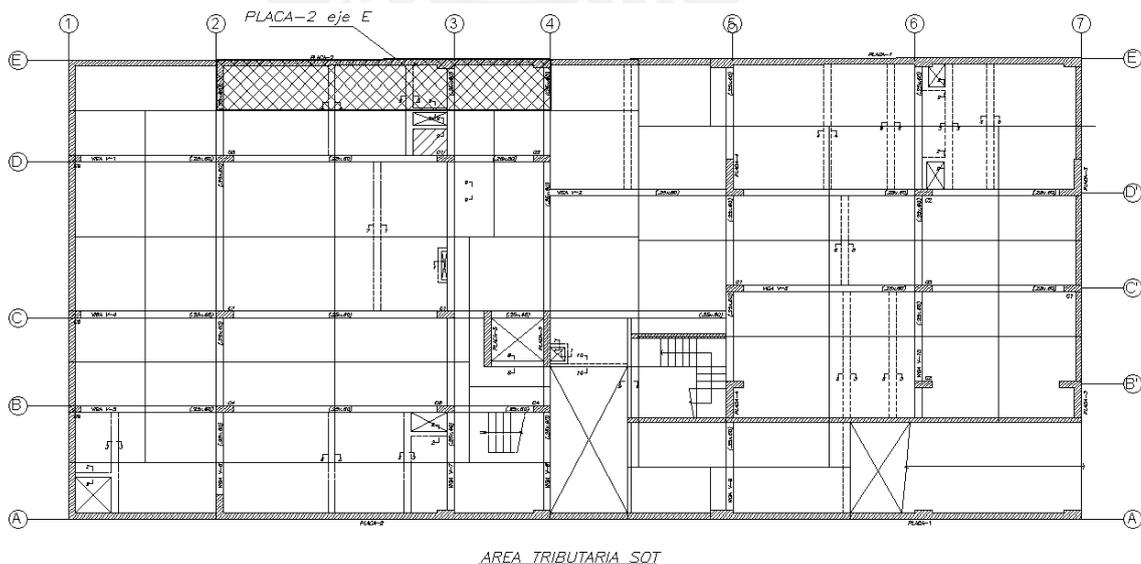
Cuadro de Resumen de Cargas de la COLUMNA C-7

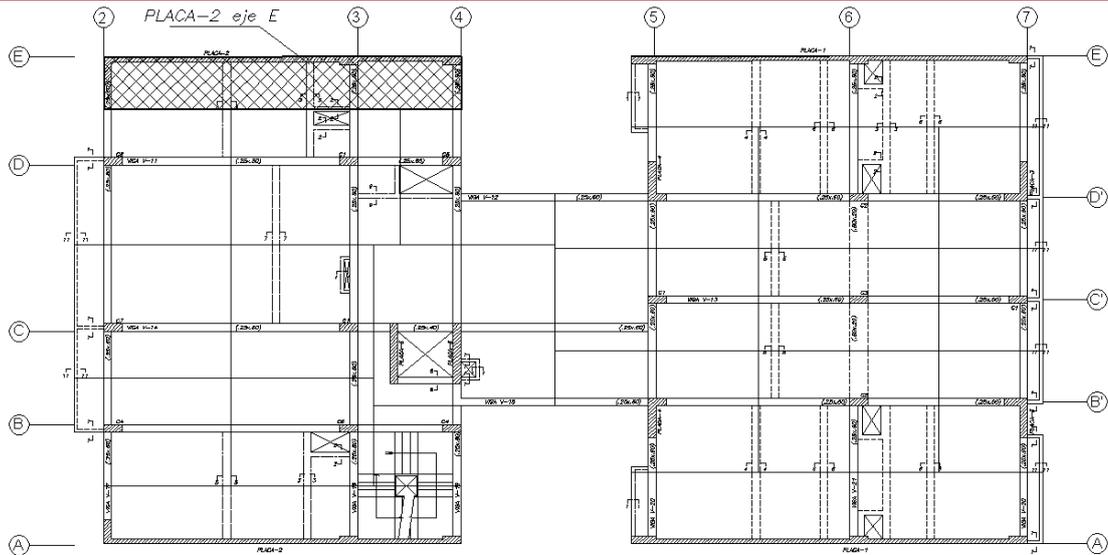
Nivel	num. pisos	CM		CV	
		P piso (tn)	P total (tn)	P piso (tn)	P total (tn)
Sotano	1	18.58	18.58	5.75	5.75
Pisos tip	3	14.64	43.91	4.44	13.32
Azotea	1	13.34	13.34	2.22	2.22
			75.83		21.29

Pservicio= 92.86 tn
 Area trib total= 117.07 m²
Relacion Peso/area= 0.79

Metrado de cargas de la PLACA 2, del eje E.

A continuación se muestra a modo de ejemplo el metrado de cargas verticales, así como el área tributaria que carga en el sótano y los pisos superiores.





AREA TRIBUTARIA PISO TIP

METRADO DE CARGAS

**PLACA 2
EJE E**

SOTANO

		pu	Dimensiones			Peso(tn)
Elemento			L1	L2	L3	
Carga Muerta	Peso propio PLACA-2	2.40	2.60	3.05		19.03
	Viga V-6 (25x60)	2.40	0.25	0.60	0.90	0.32
	Viga V-7 (25x60)	2.40	0.25	0.60	1.47	0.53
	Viga V-8 (25x60)	2.40	0.25	0.60	1.47	0.53
	corte 4-4	2.40	0.25	0.20	1.56	0.19
	corte 3-3	2.40	0.25	0.20	1.56	0.19
	corte 2-2	2.40	0.15	0.20	1.17	0.08
	Aligerado h=0.20m	0.30	17.27			5.18
Piso terminado	0.10	19.56			1.96	
					CM =	28.01
Carga Viva	Sobrecarga	0.20	19.56			3.91
					CV =	3.91

PISO TIPICO

		pu	Dimensiones			Peso(tn)
Elemento			L1	L2	L3	
Carga Muerta	Peso propio PLACA-2	2.40	2.02	2.75		13.33
	Viga V-17 (25x60)	2.40	0.25	0.60	0.90	0.32
	Viga V-18 (25x60)	2.40	0.25	0.60	1.47	0.53
	Viga V-19 (25x60)	2.40	0.25	0.60	1.47	0.53
	corte 4-4	2.40	0.25	0.20	1.56	0.19
	corte 3-3	2.40	0.25	0.20	1.56	0.19
	corte 2-2	2.40	0.15	0.20	1.17	0.08
	Aligerado h=0.20m	0.30	16.03			4.81
Piso terminado	0.10	18.32			1.83	
					CM =	21.81
Carga Viva	Sobrecarga	0.20	18.32			3.66
					CV =	3.66

AZOTEA		Elemento	pu	Dimensiones			Peso(tn)
				L1	L2	L3	
Carga Muerta	Peso propio PLACA-2	2.40	2.02	2.75		13.33	
	Viga V-29 (25x60)	2.40	0.25	0.60	0.90	0.32	
	Viga V-30 (25x60)	2.40	0.25	0.60	1.47	0.53	
	Viga V-31 (25x60)	2.40	0.25	0.60	1.47	0.53	
	corte 3-3	2.40	0.25	0.20	1.56	0.19	
	corte 2-2	2.40	0.15	0.20	1.17	0.08	
	Aligerado h=0.20m	0.30	16.03			4.81	
	Pastelero	0.10	18.32			1.83	
CM =						21.63	
Carga Viva	Sobrecarga	0.10	18.32			1.83	
CV =						1.83	

Cuadro de Resumen de Cargas de la PLACA-2

Nivel	num. pisos	CM		CV	
		P piso (tn)	P total (tn)	P piso (tn)	P total (tn)
Sotano	1	28.01	28.01	3.91	3.91
Pisos tip	3	21.81	65.44	3.66	10.99
Azotea	1	21.63	21.63	1.83	1.83
			115.08		16.74

Pservicio= 128.47 tn
 Area trib total= 92.84 m2
Relacion Peso/area= 1.38

RESUMEN DE METRADO DE CARGAS ELEMENTOS VERTICALES

CARGA MUERTA

Nivel	PLACAS Y MUROS						
	muro Eje 1	muro Eje A	muro Eje E	PL 1- eje A	PL 1- eje E	PL 2- eje A	PL 2- eje E
Sotano	35.88	16.63	22.29	9.54	33.72	24.88	28.00
Piso 1	-	-	-	34.29	34.27	24.24	21.80
Piso 2	-	-	-	34.29	34.27	24.24	21.80
Piso 3	-	-	-	34.29	34.27	24.24	21.80
Azotea	-	-	-	27.43	27.41	19.40	21.60
Sub Total (tn)	35.88	16.63	22.29	139.83	163.92	117.01	115.00

Nivel	COLUMNA						
	C1-eje 7	C2-eje B'	C2-eje D'	C3-eje C'	C1-eje 5	C4-eje 4	C5-eje 4
Sotano	8.11	14.70	19.50	16.47	18.71	6.36	18.60
Piso 1	9.51	19.59	19.59	16.47	18.62	6.22	11.50
Piso 2	9.51	19.59	19.59	16.47	18.62	6.22	11.50
Piso 3	9.51	19.59	19.59	16.47	18.62	6.22	11.50
Azotea	7.61	15.67	15.67	13.18	14.90	4.97	9.20
Sub Total (tn)	44.24	89.14	93.93	79.07	89.47	29.98	62.60

CARGA VIVA

Nivel	PLACAS Y MUROS						
	muro Eje 1	muro Eje A	muro Eje E	PL 1- eje A	PL 1- eje E	PL 2- eje A	PL 2- eje E
Sotano	6.52	3.02	4.05	1.73	6.13	4.52	3.90
Piso 1	-	-	-	6.23	6.23	4.41	3.60
Piso 2	-	-	-	6.23	6.23	4.41	3.60
Piso 3	-	-	-	6.23	6.23	4.41	3.60
Azotea	-	-	-	3.12	3.12	2.20	1.80
Sub Total (tn)	6.52	3.02	4.05	23.55	27.94	19.95	16.70

Nivel	COLUMNA						
	C1-eje 7	C2-eje B'	C2-eje D'	C3-eje C'	C1-eje 5	C4-eje 4	C5-eje 4
Sotano	1.93	3.50	4.64	3.92	4.45	1.51	4.40
Piso 1	2.26	4.66	4.66	3.92	4.43	1.48	2.70
Piso 2	2.26	4.66	4.66	3.92	4.43	1.48	2.70
Piso 3	2.26	4.66	4.66	3.92	4.43	1.48	2.70
Azotea	1.13	2.33	2.33	1.96	2.22	0.74	1.30
Sub Total (tn)	9.85	19.82	20.97	17.65	19.97	6.69	14.00

CAPITULO V ANÁLISIS SÍSMICO

5.1. GENERALIDADES.

Los objetivos principales del análisis sísmico son el estudio del comportamiento de una estructura ante la ocurrencia de un sismo y la obtención de los esfuerzos que se producirían en los diferentes elementos de la estructura.

La filosofía del diseño sismo resistente según la Norma E.030, consiste en:

- a. Evitar pérdidas de vidas
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- c. Minimizar los daños a la propiedad

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. De acuerdo con esta filosofía, la Norma Peruana Sismo resistente E.030 establece los siguientes principios para el diseño:

- a. La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que pueda ocurrir en el sitio.
- b. La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

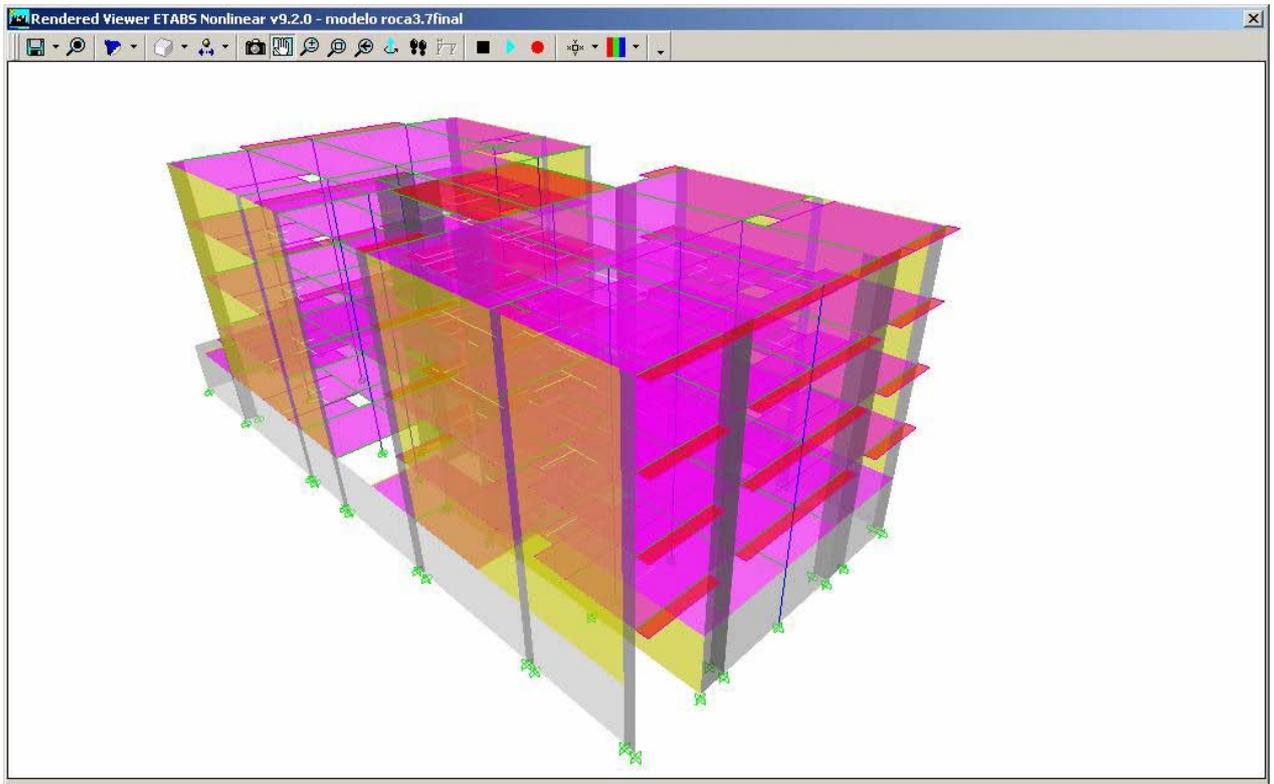
5.2. MODELO ESTRUCTURAL

Para el análisis sísmico de la estructura se utilizó el programa ETABS NonLiner versión 9.2, el cual es un programa de análisis pseudo-tridimensional. Se tomó como base las disposiciones dictadas por la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente en el modelo estructural del edificio y se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones al momento de colocar los datos al programa:

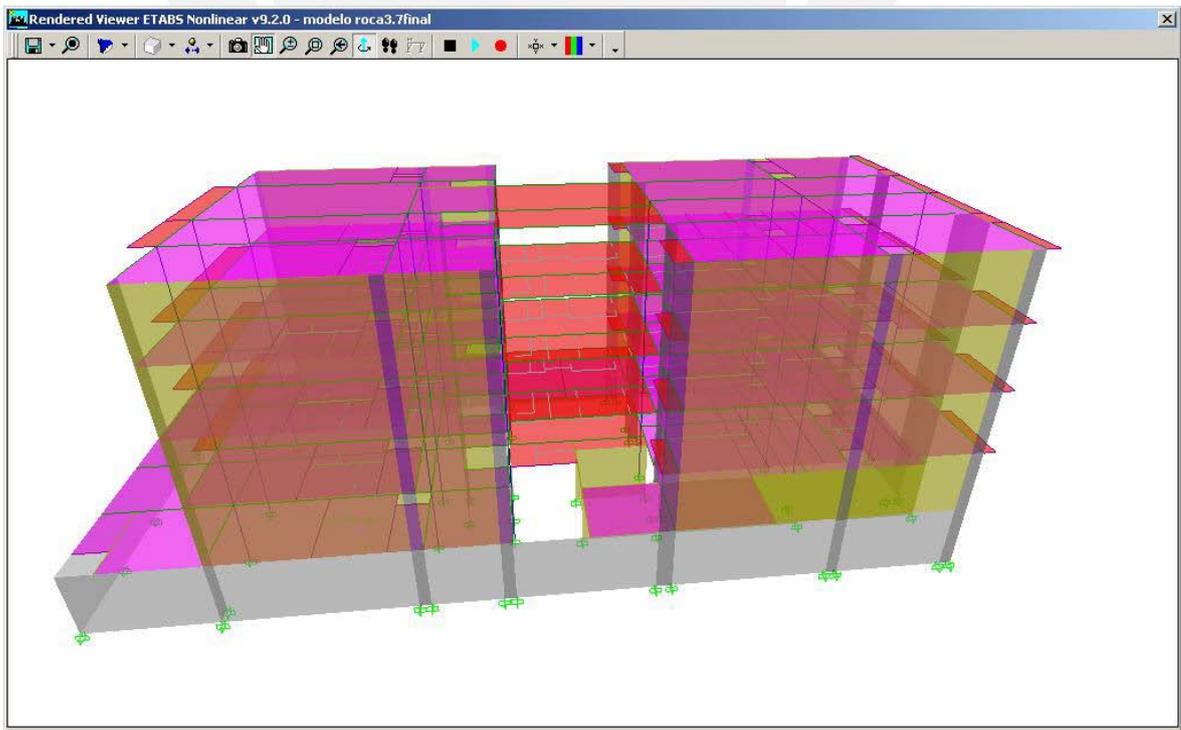
- El edificio se modeló considerando los cuatro pisos y el nivel del sótano; se ha tomando en cuenta la estructura del sótano, asimismo debido a la presencia de los muros de sótano, no ha sido necesario restringir los desplazamientos de dicho nivel, ya que estos desplazamientos son casi nulos.
- Los aligerados y las losas macizas se modelaron como elementos tipo MEMBRANA, ya que se utilizan para repartir la carga del techo a las vigas. Para el caso de aligerados se definió el sentido de la membrana para repartir las cargas.

- Las cargas muerta y viva se aplicaron directamente a las losas (aligeradas y macizas) como carga uniformemente distribuida, las sobrecargas usadas fueron de 200kg/m^2 para el piso típico y 100kg/m^2 para la azotea.
- Se consideró para la carga muerta, la carga debida al procedimiento de construcción (MUERTA-SQ), es decir se aplicaron las cargas secuencialmente por niveles.
- Las vigas principales y columnas se modelaron como elementos FRAME de $60 \times 25\text{cm}$ y $20 \times 60\text{cm}$.
- Cuando las vigas se apoyan en extremos con dimensiones insuficientes para una adecuada longitud de anclaje del fierro de viga, se ubicarán rótulas en los extremos de estos (End Releases).
- En el modelo se consideraron las vigas chatas, así como la carga distribuida de los tabiques, tanto paralelos a los aligerados, como los perpendiculares a ellos.
- Las placas fueron modeladas como elementos tipo SHELL.
- Se definió la masa de la estructura, en función de las cargas asignadas al modelo, es decir se consideró para cada nivel la masa proveniente de las cargas muertas y el 25% de la carga viva actuante (artículo 16.3 de la norma E.030), dicha masa se ubicó en el centroide de masa de cada nivel, para lo cual se definieron por cada nivel un diafragma rígido.
- Se definieron la cantidad de modos de vibración de la estructura, los cuales fueron de 3 por cada nivel (2 de traslación en las direcciones X-X e Y-Y y una de rotación alrededor del eje Z-Z).
- Se le asignó al programa un espectro de aceleraciones para cada dirección, el objetivo de asignar dicho espectro, es calcular la aceleración de la gravedad para los diferentes modos de vibración de la estructura, en función del periodo, de este modo al multiplicarlas por la masa anteriormente definida se obtengan las fuerzas sísmicas.
- Se definieron las cargas de diseño y la combinación de carga últimas para obtener la envolvente de cargas que nos permitirá diseñar los diferentes elementos estructurales del edificio.
- Los elementos se ensamblan formando un modelo tridimensional con diafragmas rígidos que simulan las losas de cada piso. El tipo de apoyo en la base fue de empotrado, debido a que tenemos un suelo granular de buena capacidad portante, tipo S1.

VISTA FRONTAL DEL MODELO DEL EDIFICIO



VISTA LATERAL DEL MODELO DEL EDIFICIO



5.3. PARÁMETROS SÍSMICOS

A continuación se definen los parámetros necesarios para desarrollar tanto el análisis estático como el análisis dinámico de la estructura según los requerimientos de la Norma E.030 de Diseño Sismoresistente, dichos parámetros se definieron para ambas direcciones XX e YY:

5.3.1. PARÁMETROS DE SITIO

Para poder analizar el edificio debemos definir los parámetros que le corresponden según su ubicación geográfica y características de la zona.

✓ **FACTOR DE ZONA (Z)**

La estructura se ubica en la ciudad de Lima por lo tanto, de acuerdo a la zonificación de la norma E.030, Tabla N°1 del artículo 5, la edificación se encuentra en la Zona 3; por lo tanto se tiene: **Z=0.4**

✓ **FACTOR DE CONDICIONES GEOTÉCNICAS (S y Tp)**

El suelo es una grava típica de Lima, de acuerdo a el perfil de suelo en el artículo 6.2, pertenece al tipo S1, por lo tanto se tiene: **S=1.0 y Tp=0.4 seg.**

✓ **FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)**

El factor de amplificación sísmica es la variación de la respuesta de la estructura respecto a la aceleración del suelo y depende de las características tanto del suelo como de la estructura y se define según el artículo 7, mediante la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.5 \quad \text{Donde: } T_p = 0.4 \text{ seg.}$$

T = periodo fundamental del edificio

Del Análisis Modal obtenemos los periodos fundamentales para cada dirección.

$$T_{xx} = 0.3803 \rightarrow C_{xx} = 2.5 \times \frac{0.4}{0.3803} = 2.63 \geq 2.5$$

$$T_{yy} = 0.1061 \rightarrow C_{yy} = 2.5 \times \frac{0.4}{0.1061} = 9.43 \geq 2.5$$

Como el valor de C en ambos casos es mayor a 2.5, finalmente tenemos:

$$C_{xx} = C_{yy} = 2.5$$

5.3.2. PARÁMETROS ESTRUCTURALES

✓ **FACTOR DE USO (U)**

Depende del uso e importancia de la estructura; el edificio es de departamentos y clasifica como edificaciones comunes, de categoría C, por lo tanto se tiene: **U=1.0**

✓ CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

La norma E.030, artículo 11, clasifica a los edificios como regulares o irregulares de acuerdo a la influencia que sus características arquitectónicas tendrán en su comportamiento sísmico.

En el caso de nuestro edificio, clasifica dentro de la categoría de **estructura irregular**, debido a que presenta irregularidad estructural en planta al tener una reducción del diafragma (discontinuidad del diafragma) en la zona central de los pisos superiores.

✓ COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA (R)

Este factor depende del sistema estructural empleado, Tabla N°6 del artículo 12 de la Norma E.030. En nuestro caso se ha considerado un sistema de muros estructurales en la dirección YY: $R_y=6$; en la dirección XX inicialmente se planteó un sistema dual, pero después de analizar el modelo, se comprobó que los pórticos solo llevaban el 12% de la cortante en dicha dirección, por lo tanto se consideró también un sistema de muros estructurales en la dirección XX: $R_x=6$.

De acuerdo a la Norma E.030 de Diseño Sismo resistente, para estructuras irregulares, los valores de **R** deben ser multiplicados por $\frac{3}{4}$, por lo tanto tenemos:

$$R_x = 6 \times \frac{3}{4} = 4.5$$

$$R_y = 6 \times \frac{3}{4} = 4.5$$

5.3.3. PESO DE LA EDIFICACIÓN

Para calcular el peso de la edificación, se ha considerado el metrado de cargas verticales realizado en el capítulo IV, tanto para las cargas muertas (cm), como para las cargas vivas (cv) de la estructura. Las masas se obtienen dividiendo el peso entre la aceleración de la gravedad $g=9.81\text{m/s}^2$.

La norma E.030, numeral 16.3, nos señala que para edificaciones de categoría C, el peso de cada piso se obtendrá considerando la masa correspondiente a la carga permanente más el 25% del peso debido a la carga viva en dicho nivel.

Cálculo del peso de la Edificación

Nivel	Peso cm (tn)	Peso cv (tn)	cm+0.25cv
4	351.61	44.08	362.63
3	429.75	88.15	451.79
2	429.75	88.15	451.79
1	429.75	88.15	451.79
Peso de la Edificación (tn)			1,717.99

Así mismo la norma E.030, numeral 18.2(e), señala que para considerar los efectos de torsión, se debe tener en cuenta para la ubicación de los centros de masa, una excentricidad accidental para cada dirección igual a 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis, en cada caso se debe considerar el signo mas desfavorable, es asi que tenemos:

Para la dirección XX: $0.05 \times 40 = 2.0\text{m}$

Para la dirección YY: $0.05 \times 16 = 0.8\text{m}$

5.4. ANÁLISIS ESTÁTICO

La fuerza cortante basal (V) correspondiente a cada dirección de análisis según la norma E.030, numeral 17.3, viene definido por:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

A continuación se muestra los resultados del análisis estático para ambas direcciones (XX e YY) realizado para los parámetros definidos anteriormente, para ello se utilizaron los periodos obtenidos del análisis modal.

Cálculo de la cortante basal

DIRECCION X-X			
Factor de zona	zona 3	Z =	0.40
Factor de uso	Cat. C	U =	1.00
Factor de suelo	S1	S =	1.00
Periodo del suelo		Tp =	0.40
Periodo de la estructura (Txx modal)		Txx =	0.380
Factor de amplificación sísmica			
C = 2.5 (Tp/T) ≤ 2.5		Cx =	2.50
Coef. Reducción Fza Sísmica R=6		¼ R =	4.50
Peso total de la estructura (tn)		P =	1,717.99
V=(ZUCS/R)*P (tn)		Vxx =	381.78

Ccal = 2.63

DIRECCION Y-Y			
Factor de zona	zona 3	Z =	0.40
Factor de uso	Cat. C	U =	1.00
Factor de suelo	S1	S =	1.00
Periodo del suelo		Tp =	0.40
Periodo de la estructura (Tyy modal)		Tyy =	0.106
Factor de amplificación sísmica			
C = 2.5 (Tp/T) ≤ 2.5		Cy =	2.50
Coef. Reducción Fza Sísmica R=6		¼ R =	4.50
Peso total de la estructura (tn)		P =	1,717.99
V=(ZUCS/R)*P (tn)		Vyy =	381.78

Ccal = 9.43

5.5. ANÁLISIS DINÁMICO

El análisis dinámico se efectuó en base a lo estipulado por la norma E.030, numeral 18.2(b), utilizando para cada dirección de análisis un espectro de pseudo-aceleraciones definido por:

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

Entonces, con los parámetros definidos anteriormente se tiene el siguiente espectro de aceleraciones en función de la aceleración de la gravedad (g).

ESPECTRO DE RESPUESTA DE ACCELERACIONES

PROYECTO	: TESIS DE ESTRUCTURAS		
PARAMETROS DE SITIO	Z	1 - 2 - 3 ZONA = 3	Z = 0.40
CONDICIONES GEOTECNICAS	S	S1-S2-S3 TIPO = S1	S = 1.00
CATEGORIA DE LA EDIFICACION	U	A - B - C USO = C	Tp = 0.40 U = 1.00
SISTEMA ESTRUCTURAL	Rd	9.5-8.7-6-4 R = 4.500	

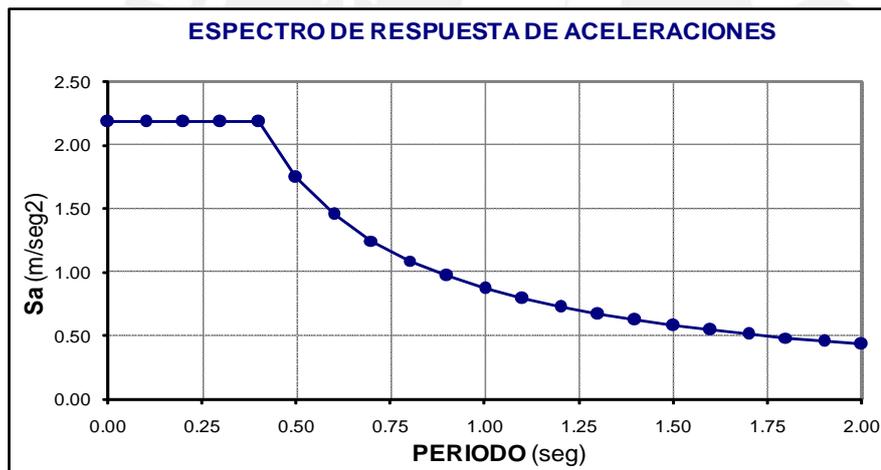


Tabla de valores de la curva del espectro

T	C	Sa
0.00	2.500	2.180
0.10	2.500	2.180
0.20	2.500	2.180
0.30	2.500	2.180
0.40	2.500	2.180
0.50	2.000	1.744
0.60	1.667	1.453
0.70	1.429	1.246
0.80	1.250	1.090
0.90	1.111	0.969
1.00	1.000	0.872
1.10	0.909	0.793
1.20	0.833	0.727
1.30	0.769	0.671
1.40	0.714	0.623
1.50	0.667	0.581
1.60	0.625	0.545
1.70	0.588	0.513
1.80	0.556	0.484
1.90	0.526	0.459
2.00	0.500	0.436

Los resultados del análisis modal fueron los siguientes:

Mode	Period	UX	UY
1	0.3803	63.53	-
2	0.1305	0.03	0.05
3	0.1061	0.47	67.32
4	0.1047	13.22	2.25
5	0.0490	8.18	0.00
6	0.0387	0.01	0.03
7	0.0329	-	19.01
8	0.0295	7.75	0.00
9	0.0221	6.26	0.00
10	0.0216	0.53	0.01
11	0.0186	0.00	6.40
12	0.0162	0.02	-

En la tabla se muestra los diferentes periodos para cada modo de vibración así como el porcentaje participativo de masa. El periodo fundamental de la estructura en la dirección XX queda definido por el modo 1 y en la dirección YY por el modo 3.

	periodo	%masa
XX	0.3803	63.53
YY	0.1061	67.32

Los valores de la respuesta elástica máxima esperada (r), que pueden ser esfuerzos o deformaciones, que arroja el Etabs han sido calculados como una combinación del efecto conjunto de todos los modos de vibración (r_i) obtenidos. La norma E.030, numeral 18.2(c), establece el criterio de superposición modal, en función de la suma de valores absolutos y la media cuadrática usando la siguiente expresión:

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

Alternativamente, la respuesta máxima se podrá estimar mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los valores calculados para cada modo, el cual calcula automáticamente el programa Etabs y en tal caso se sugiere emplearla con 5% de amortiguamiento.

Para el caso de la fuerza cortante basal, se tuvieron los siguientes resultados:

Story	Load	Loc	VX (tn)	VY (tn)
AZOTEA	SISMOX	Bottom	102.65	1.45
PISO3	SISMOX	Bottom	204.21	3.10
PISO2	SISMOX	Bottom	272.31	4.24
PISO1	SISMOX	Bottom	307.22	4.84
Story	Load	Loc	VX (tn)	VY (tn)
AZOTEA	SISMOY	Bottom	2.95	103.60
PISO3	SISMOY	Bottom	2.44	209.62
PISO2	SISMOY	Bottom	1.30	282.16
PISO1	SISMOY	Bottom	4.31	327.50

5.6. FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE

Si se va a diseñar con los valores de esfuerzos obtenidos en el análisis dinámico, la norma E.030, numeral 18.2(c), establece que estos valores no deben ser menores al 90% de los valores del análisis estático en ambas direcciones, para estructuras irregulares; de lo contrario deberán utilizarse para el diseño los valores de esfuerzo obtenidos en el análisis dinámico escalados al 90% de los resultados del análisis estático.

Se usaron así para el diseño de elementos sismo resistentes, los valores de los esfuerzos resultantes de la superposición modal, multiplicados por estos factores “f” en cada dirección de análisis XX e YY, es decir:

$$f = \frac{0.9V_{estatico}}{V_{dinamico}}, \quad f \geq 1$$

Eje	V estatico	0.9Vestatico	Vdinamico	f=0.9Vest/Vdin
XX	387.18	348.46	307.22	1.13
YY	387.18	348.46	327.50	1.06

5.7. CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Los desplazamientos laterales máximos producto de la combinación modal obtenidos en los diferentes pisos del edificio se muestran en la tabla a continuación. Los desplazamientos laterales obtenidos del análisis dinámico han sido multiplicados por 0.75 veces el valor de R, que para este caso es 4.5, de manera de obtener los desplazamientos reales.

DIRECCION X-X

Story	Load	DispX (m)	DispY (m)	Dx abs (cm) 0.75*R*UX	Δx relativo entrepiso	h entrepiso (m)	Deriva
AZOTEA	SISMOX	0.0115	0.0002	3.88	0.88	2.75	0.0032
PISO3	SISMOX	0.0089	0.0002	3.00	1.05	2.75	0.0038
PISO2	SISMOX	0.0058	0.0001	1.96	1.11	2.75	0.0041
PISO1	SISMOX	0.0025	0.0001	0.84	0.84	2.75	0.0031
SOTANO	SISMOX	0	0	-	-	2.85	-

DIRECCION Y-Y

Story	Load	DispX (m)	DispY (m)	Dy abs (cm) 0.75*R*UY	Δx relativo entrepiso	h entrepiso (cm)	Deriva
AZOTEA	SISMOY	0.0002	0.001	0.34	0.07	2.75	0.0002
PISO3	SISMOY	0.0002	0.0008	0.27	0.10	2.75	0.0004
PISO2	SISMOY	0.0001	0.0005	0.17	0.07	2.75	0.0002
PISO1	SISMOY	0.0001	0.0003	0.10	0.10	2.75	0.0004
SOTANO	SISMOY	0	0	-	-	2.85	-

Como se puede apreciar, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es $\Delta/h = 0.0041$, en el piso 2 en la dirección XX, la norma E.030, numeral 15.1, indica un limite superior de 0.007 para edificios de concreto armado, por lo que dicha estructura posee desplazamientos laterales dentro de lo permisible.

5.8. JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA

La norma E.030, numeral 15.2, nos menciona que el edificio debe estar separado de las estructuras vecinas una distancia S para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

El valor de S debe tomarse como el mayor de las siguientes expresiones:

- ✓ $S > 2/3$ de la suma de los desplazamientos de los bloques adyacentes
- ✓ $S = 3 + 0.004x(h-500)$ en cm Donde h - altura total del edificio (cm)
 $S = 3 + 0.004x(1170-500)=5.7\text{cm}$
- ✓ $S > 3\text{cm}$

Además el edificio se debe retirar de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes o edificaciones, distancias no menores que:

- ✓ $d_{\min} = 2/3D_{\max} = 2/3 \times 4.38 = 2.92\text{cm}$
- ✓ $d_{\min} = s/2 = 5.7/2 = 2.85\text{cm}$

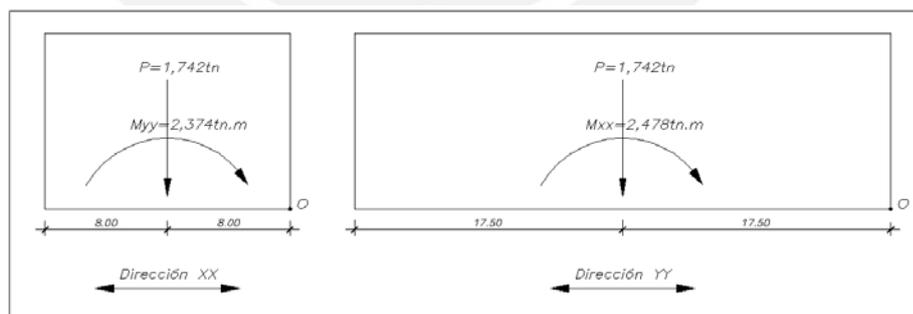
Finalmente se consideró una junta de separación sísmica de **5.0cm**.

5.9. ESTABILIDAD DEL EDIFICIO

De acuerdo a la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, la estructura debe resistir el momento de volteo que produce un sismo con un factor de seguridad mayor o igual a 1.5, artículo 21; para lo cual debe cumplirse la siguiente expresión:

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{\text{Momento estabilizante}}{\text{Momento volcante}}$$

La figura muestra el peso de la edificación y los momentos de volteo en X-X e Y-Y.



Para verificar la estabilidad del edificio se determina el factor de seguridad en cada dirección tomando momentos respecto del punto “o”, por tanto.

$$\text{Dirección XX: } FS_{XX} = (1742\text{tn} \times 8.0\text{m}) / 2374\text{tn.m} = 5.87$$

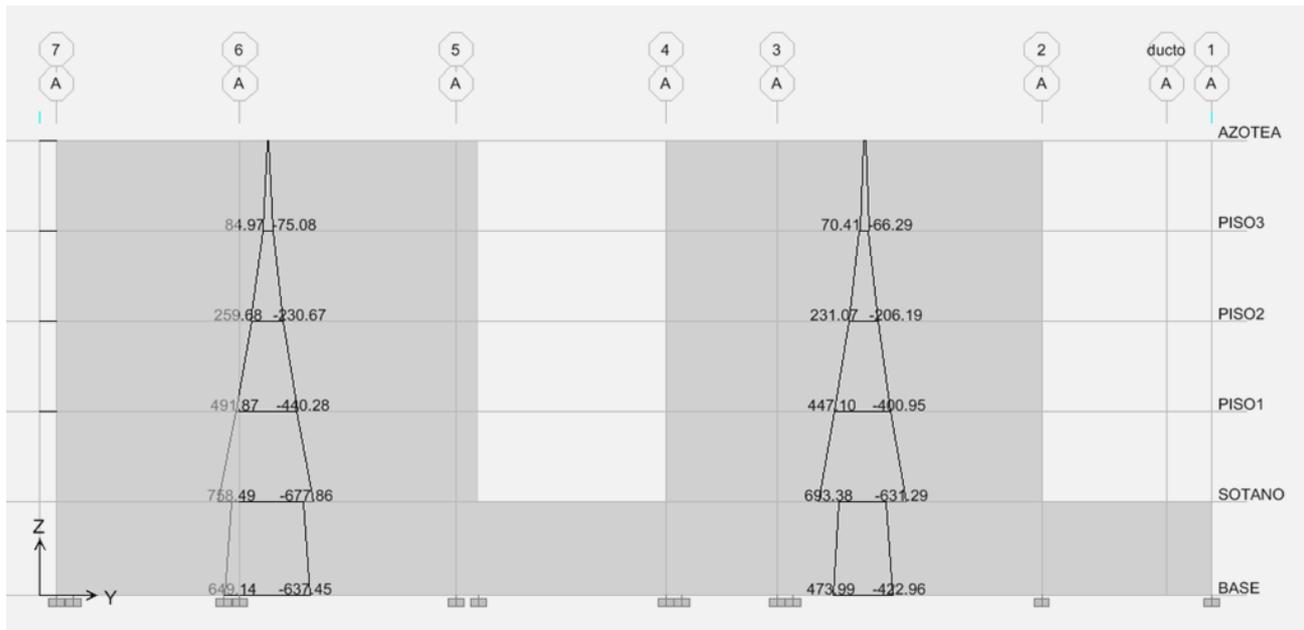
$$\text{Dirección YY: } FS_{YY} = (1742\text{tn} \times 17.5\text{m}) / 2478\text{tn.m} = 12.30$$

Los factores de seguridad obtenidos son mayores que 1.5, por lo tanto se comprueba la estabilidad del edificio.

5.10. RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

A continuación se muestra los DMF y DFC de la envolvente de las combinaciones últimas, que incluye las cargas de sismo en XX e YY, de los principales ejes.

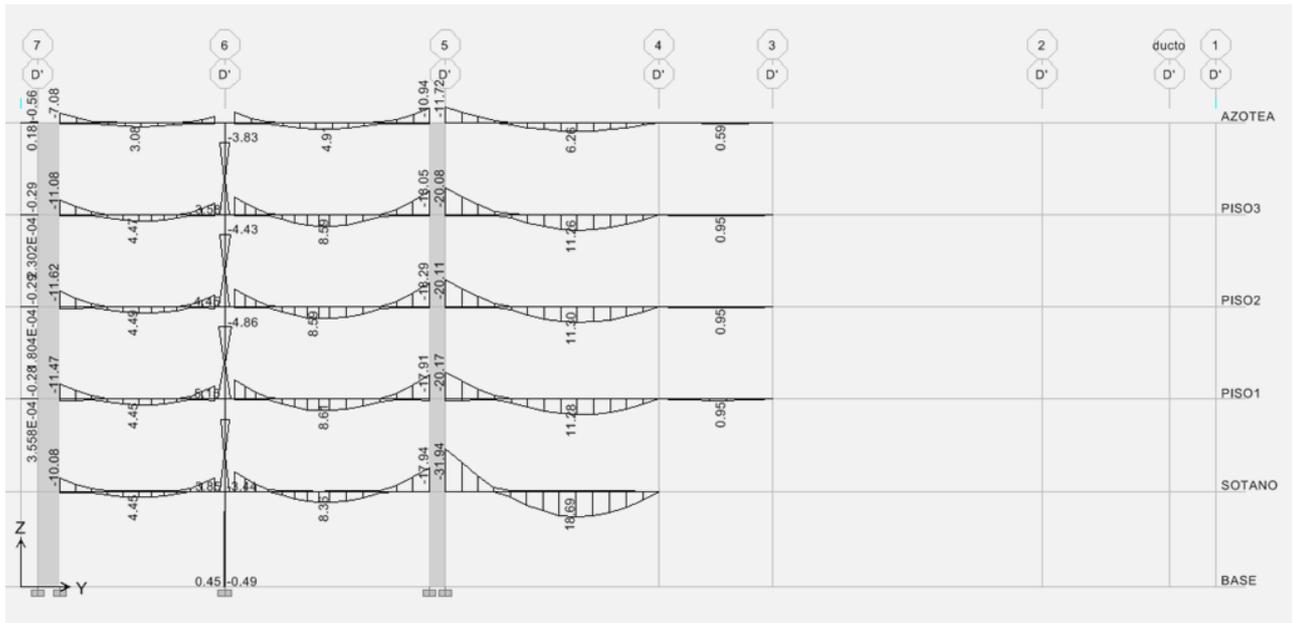
DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES



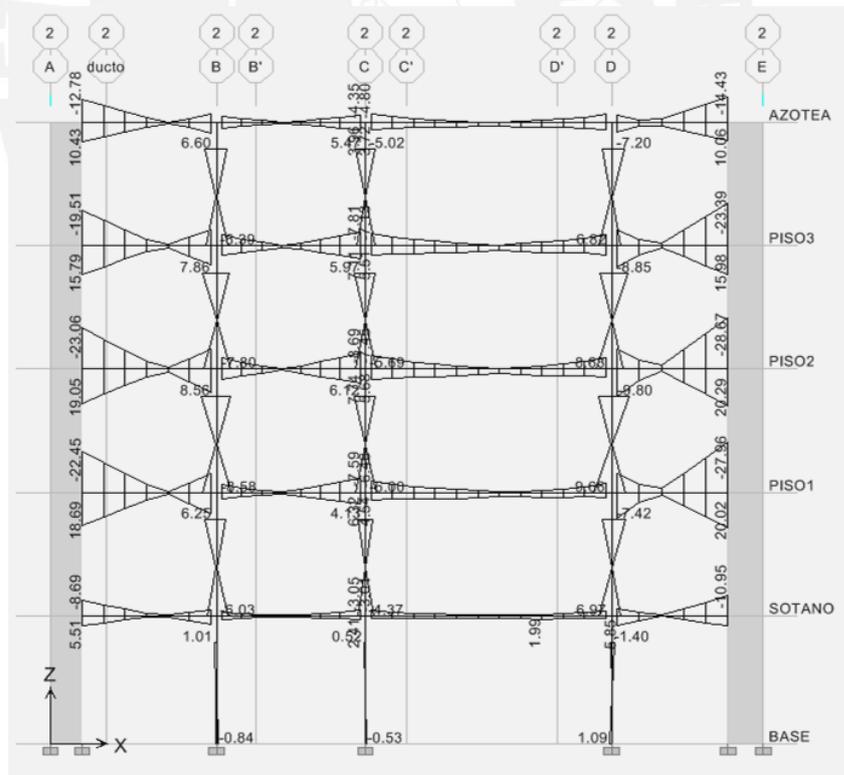
DMF de la placa PL-1 y PL-2 del Eje A



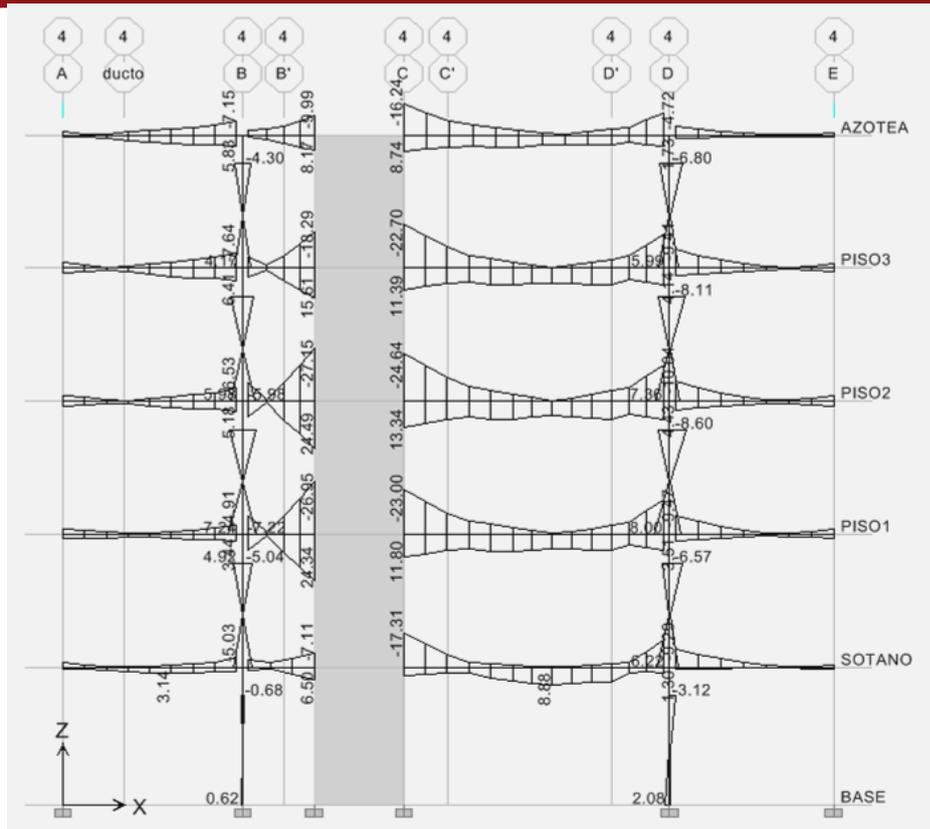
DMF del pórtico del eje B



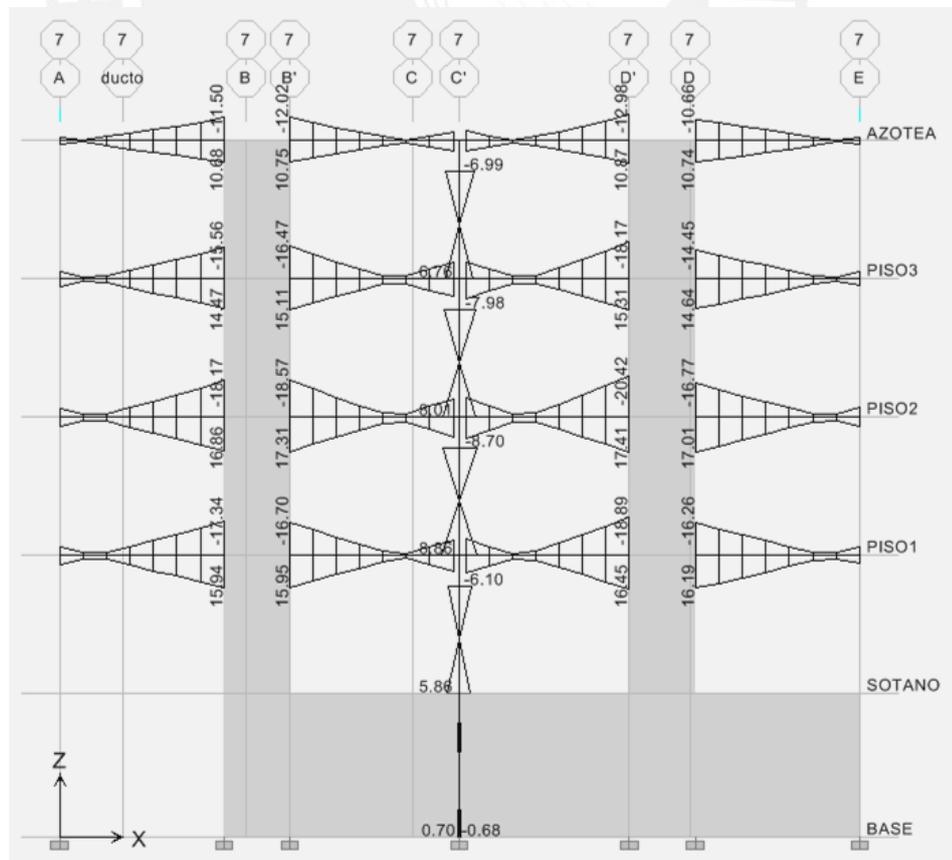
DMF del pórtico del eje D'



DMF del pórtico del eje 2

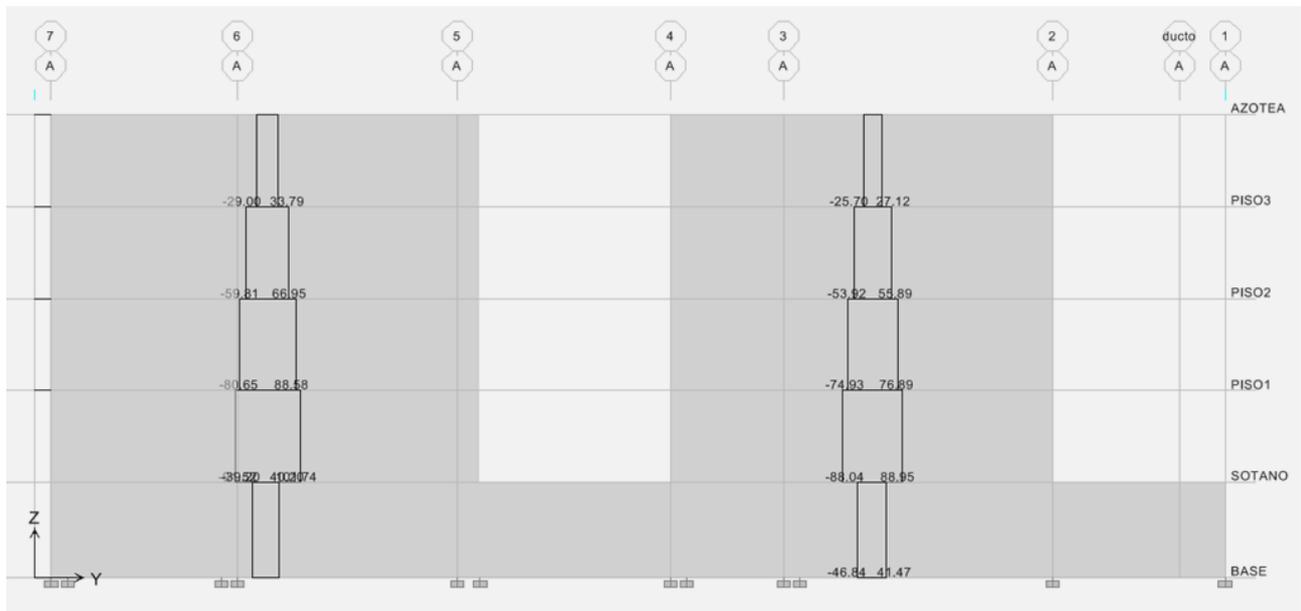


DMF del pórtico del eje 4

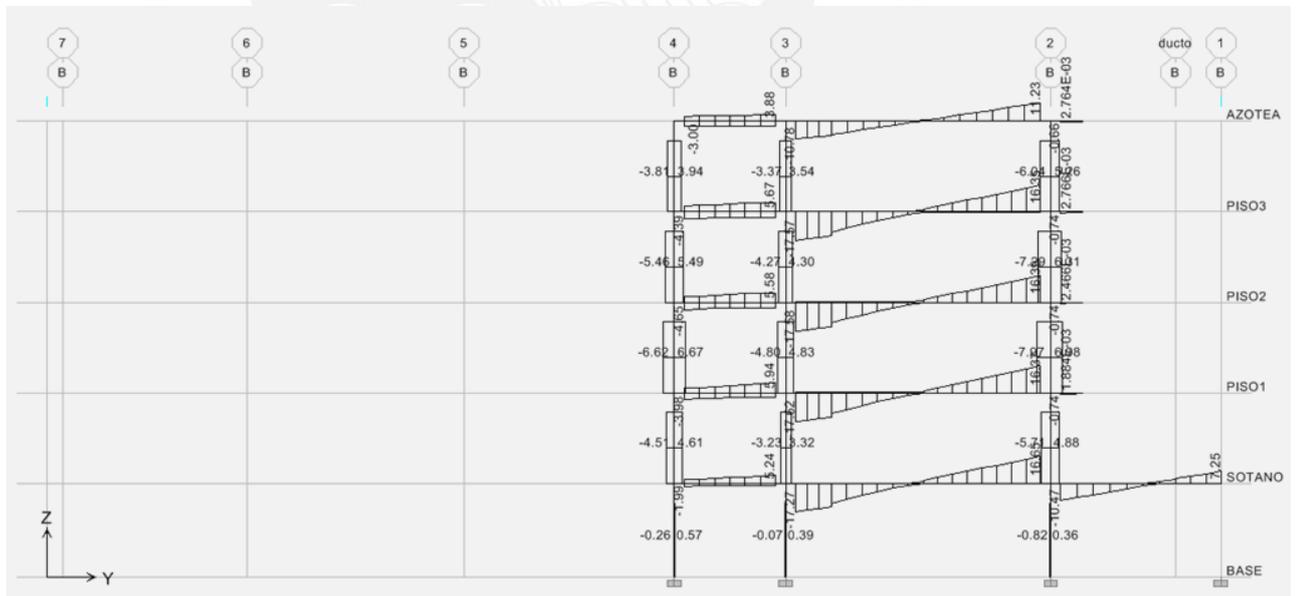


DMF del pórtico del eje 7

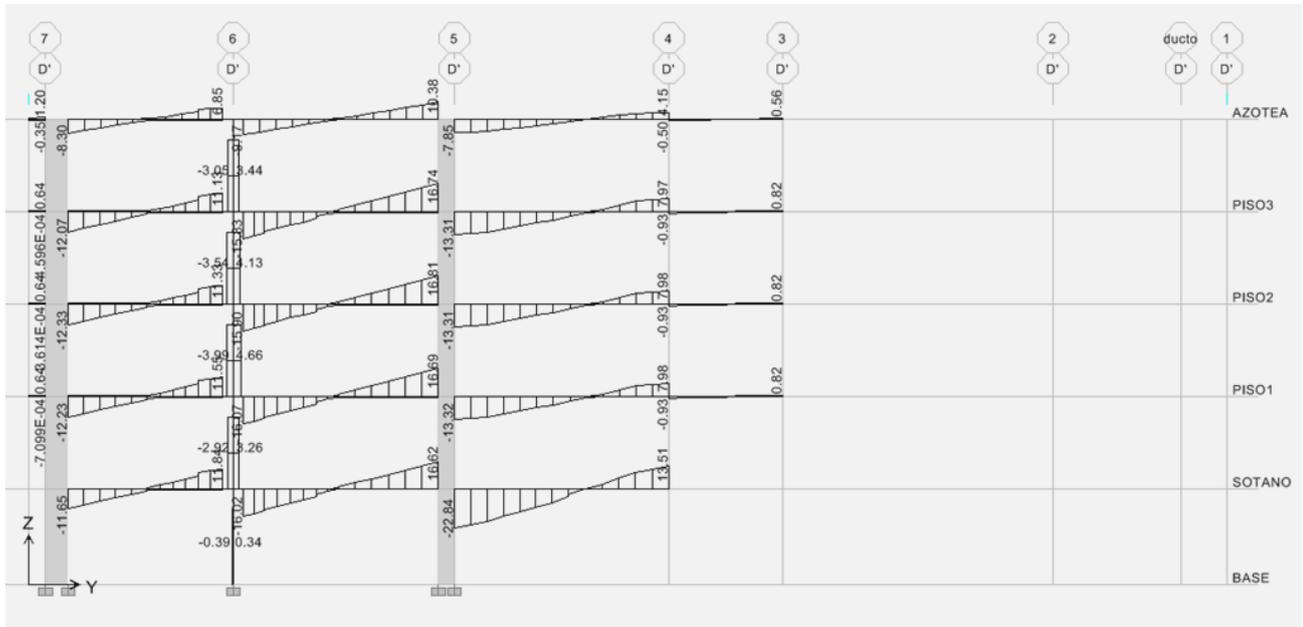
DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES



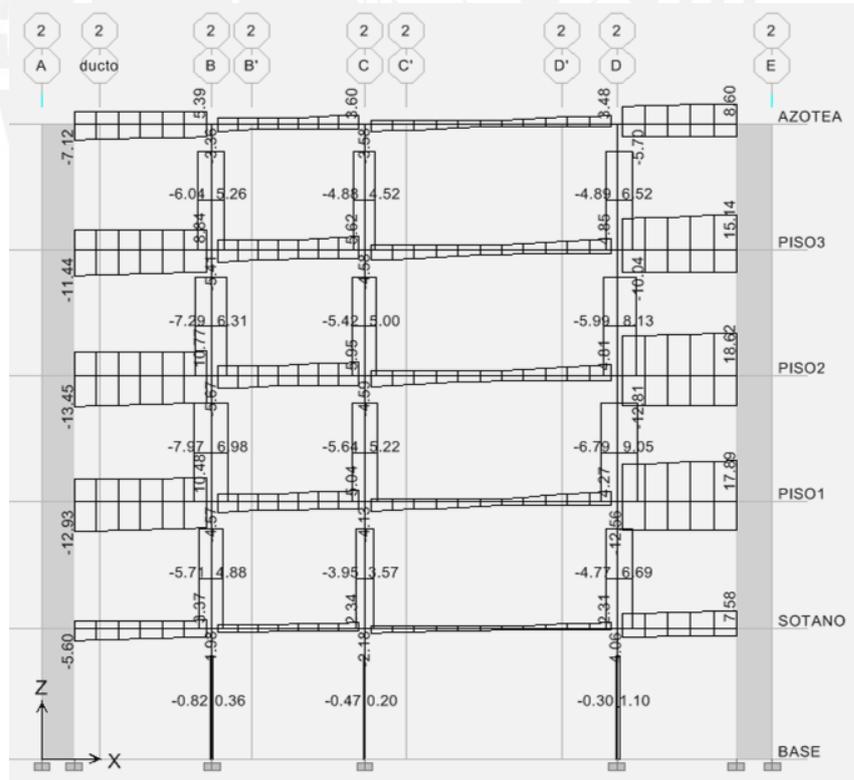
DFC de la placa PL-1 y PL-2 del eje A



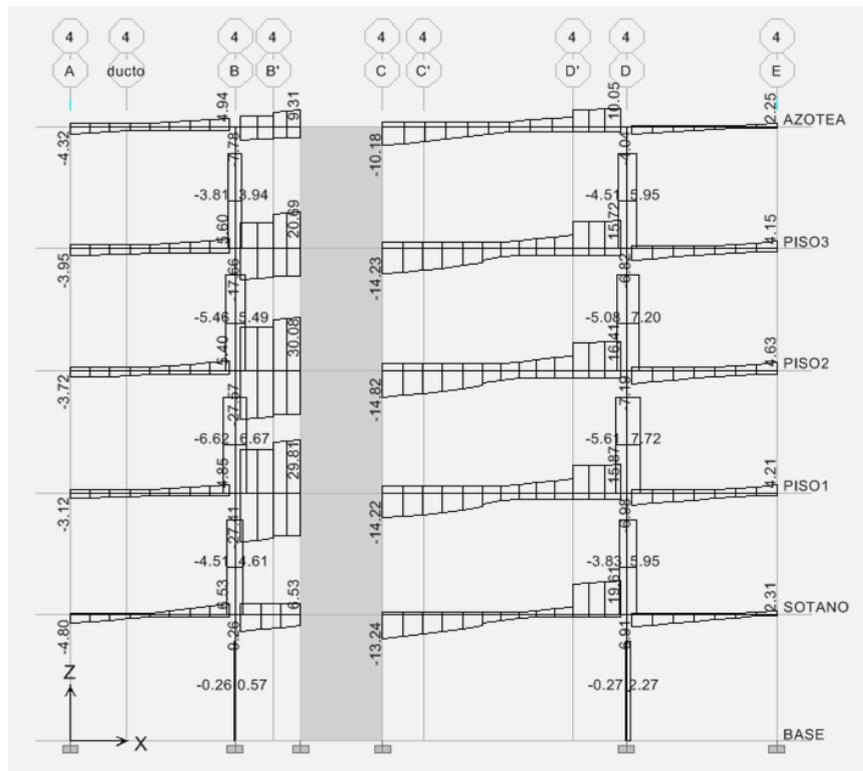
DFC del pórtico del eje B



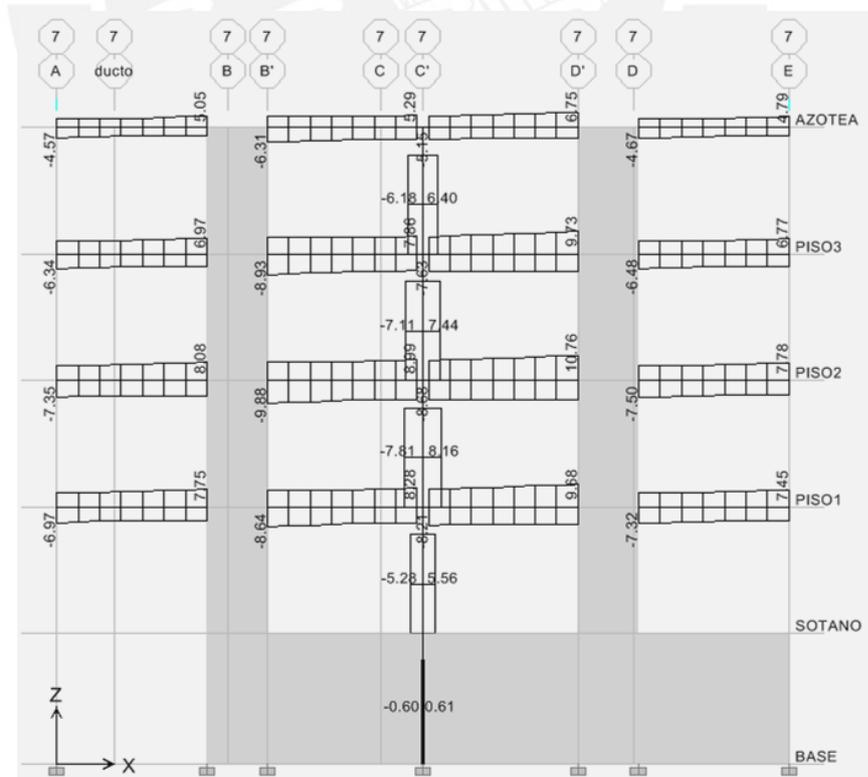
DFC del pórtico del eje D'



DFC del pórtico del eje 2



DFC del pórtico del eje 4



DFC del pórtico del eje 7

CAPITULO VI

DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SÍSMICO

La actualización de la norma E.060 de Concreto Armado, incluye el Capítulo 21, sobre las definiciones, alcances y requisitos generales que deben cumplir adicionalmente los elementos sismo-resistentes, dichos requerimientos se han aplicado para el diseño de los elementos del presente trabajo de tesis.

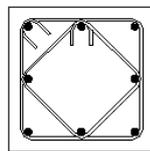
Entre las **definiciones** que podemos mencionar de la norma E.060, numeral 21.1, tenemos:

- **Estribo de confinamiento**

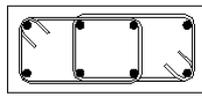
Un estribo cerrado de diámetro no menor de 8mm. El confinamiento puede estar constituido por un estribo cerrado en el perímetro y varios elementos de refuerzo, pero todos ellos deben tener ganchos sísmicos que abracen el refuerzo longitudinal y se proyecten hacia el interior de la sección del elemento.

- **Grapa suplementaria**

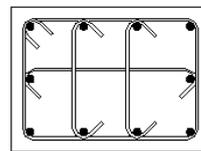
Refuerzo transversal de diámetro mínimo 8mm que tiene ganchos sísmicos en ambos extremos. Los ganchos deben abrazar a las barras longitudinales de la periferia de la sección.



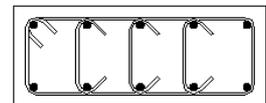
estribos



estribos



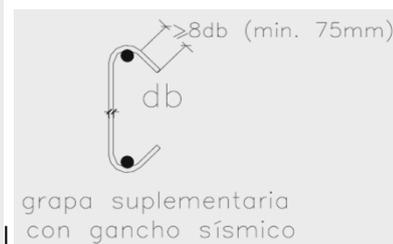
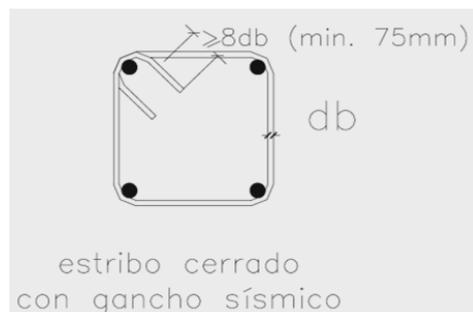
estribo y grapas
suplementarias



estribo y grapas
suplementarias

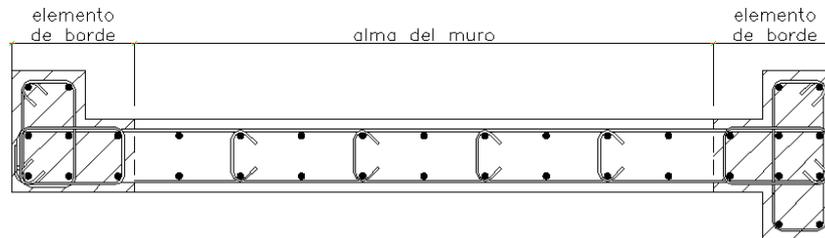
- **Gancho sísmico**

Es el gancho que se debe formar en los extremos de los estribos de confinamiento y grapas suplementarias. Consiste en un doblado de 135° o más. Los ganchos deben tener una extensión de 8db, pero no menor a 75mm, que abraza el refuerzo longitudinal y se proyecta hacia el interior de la sección.



- **Elementos de borde**

Zonas a lo largo de los bordes de muros y de los diafragmas estructurales, reforzados con acero longitudinal y transversal. Los elementos de borde no requieren necesariamente un incremento del espesor del muro o diafragma.



- **Muro estructural (Muro de corte o Placa)**

Elemento, generalmente vertical, diseñado para resistir combinaciones de cortante, momento y fuerza axial inducidas por los movimientos sísmicos.

- **Sistema resistente a fuerzas laterales**

Conjunto de elementos estructurales que resisten acciones ocasionadas por los sismos. De acuerdo a la norma E.030 de Diseño Sismo resistente, se reconocen los siguientes sistemas estructurales en edificaciones de concreto armado y dependen básicamente del porcentaje de cortante que absorban las columnas (V_{col}) de la fuerza cortante basal (V_{basal}).

- **Pórticos (R=8):** Por lo menos el 80% del cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos que cumplan con los requisitos de esta norma, es decir:

$$V_{col} \geq 80\%V_{basal}$$

- **Dual (R=7):** Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. Las columnas de los pórticos deberán ser diseñados para tomar por lo menos 25% del cortante en la base, es decir:

$$V_{col} \geq 25\%V_{basal}$$

Para la aplicación del Capítulo 21 de la norma E.060, los sistemas duales se subdividen en:

- **Dual Tipo I:** cuando en la base de la estructura, la fuerza cortante inducida por el sismo en los muros sea mayor o igual al 60% del cortante total y menor o igual al 80%, es decir:

$$20\%V_{basal} < V_{col} < 40\%V_{basal}$$

- **Dual Tipo II:** cuando en la base de la estructura, la fuerza cortante inducida por el sismo en los muros sea menor al 60% del cortante total, es decir:

$$V_{col} > 40\%V_{basal}$$

- **Muros Estructurales (R=6):** Sistema en el que la resistencia esta dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80% del cortante en la base, es decir:

$$V_{col} < 20\%V_{basal}$$

Según el tipo de sistema resistente a fuerzas laterales de la estructura la norma E.060, señala unas disposiciones especiales en el diseño de los elementos:

- Si el sistema resistente a fuerzas laterales es del tipo **Muros estructurales(R=6) o Dual Tipo I(R=7)**, la norma E.060, numeral 21.2.4, establece que los requerimientos de los elementos estructurales se basarán en las disposiciones contenidas en el **capítulo 21.4** de la presente norma.
- Si el sistema resistente a fuerzas laterales es del tipo **Pórticos(R=8) o Dual Tipo II(R=7)**, la norma E.060, numeral 21.2.5, establece que los requerimientos de los elementos estructurales se basarán en las disposiciones contenidas en el **capítulo 21.5, 21.6, 21.7** de la presente norma

En nuestro caso tenemos para cada dirección:

SISMO X-X

Fuerza Cortante en las columnas

Story	Column	Load	Loc	V2 (tn)
PISO1	C2	SISXX	0	4.67
PISO1	C4	SISXX	0	2.51
PISO1	C6	SISXX	0	1.29
PISO1	C8	SISXX	0	2.51
PISO1	C10	SISXX	0	4.56
PISO1	C12	SISXX	0	3.97
PISO1	C14	SISXX	0	3.39
PISO1	C16	SISXX	0	2.84
PISO1	C18	SISXX	0	2.82
PISO1	C20	SISXX	0	3.06
PISO1	C22	SISXX	0	4.32
PISO1	C24	SISXX	0	3.16
PISO1	C26	SISXX	0	4.22
Vcol (tn)=				43.32
%Vbasal=				14.18

Fuerza Cortante en las placas

Story	Pier	Load	Loc	V2 (tn)
PISO1	PL1A	SISXX	Bottom	5.54
PISO1	PL2A	SISXX	Bottom	18.8
PISO1	PL1B	SISXX	Bottom	6.21
PISO1	PL2B	SISXX	Bottom	21.26
PISO1	PL3A	SISXX	Bottom	41.6
PISO1	PL3B	SISXX	Bottom	48.99
PISO1	PL4A	SISXX	Bottom	34.83
PISO1	PL4B	SISXX	Bottom	26.27
PISO1	PL5A	SISXX	Bottom	39.15
PISO1	PL5B	SISXX	Bottom	19.62
Vplacas (tn)=				262.27
%Vbasal=				85.82

SISMO Y-Y

Fuerza Cortante en las columnas

Story	Column	Load	Loc	V3 (tn)
PISO1	C2	SISYY	0	0.39
PISO1	C4	SISYY	0	0.55
PISO1	C6	SISYY	0	0.6
PISO1	C8	SISYY	0	0.72
PISO1	C10	SISYY	0	0.34
PISO1	C12	SISYY	0	0.5
PISO1	C14	SISYY	0	0.5
PISO1	C16	SISYY	0	0.66
PISO1	C18	SISYY	0	0.67
PISO1	C20	SISYY	0	0.66
PISO1	C22	SISYY	0	0.35
PISO1	C24	SISYY	0	0.35
PISO1	C26	SISYY	0	0.35
Vcol (tn)=				6.64
%Vbasal=				2.03

Fuerza Cortante en las placas

Story	Pier	Load	Loc	V3 (tn)
PISO1	PL1A	SISYY	Bottom	78.13
PISO1	PL2A	SISYY	Bottom	75.16
PISO1	PL1B	SISYY	Bottom	86.04
PISO1	PL2B	SISYY	Bottom	77.2
PISO1	PL3A	SISYY	Bottom	0.76
PISO1	PL3B	SISYY	Bottom	0.96
PISO1	PL4A	SISYY	Bottom	0.63
PISO1	PL4B	SISYY	Bottom	0.7
PISO1	PL5A	SISYY	Bottom	0.39
PISO1	PL5B	SISYY	Bottom	0.4
Vplacas (tn)=				320.37
%Vbasal=				97.97

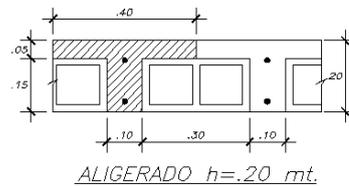
Como podemos apreciar en ambos sentidos XX e YY, el porcentaje que absorbe las columnas del cortante basal es menor al 20%, siendo el mayor valor de 14.18% en la dirección XX, por lo tanto, tal como lo habíamos comprobado en el Capítulo VI de Análisis Sísmico, el sistema resistente es de **Muros estructurales (R=6)** en ambas direcciones; por ende los requerimientos de los elementos estructurales se basarán en adelante en las disposiciones especiales para el diseño sísmico contenidas en el **Capítulo 21.4** de la Norma E.060.



CAPITULO VII

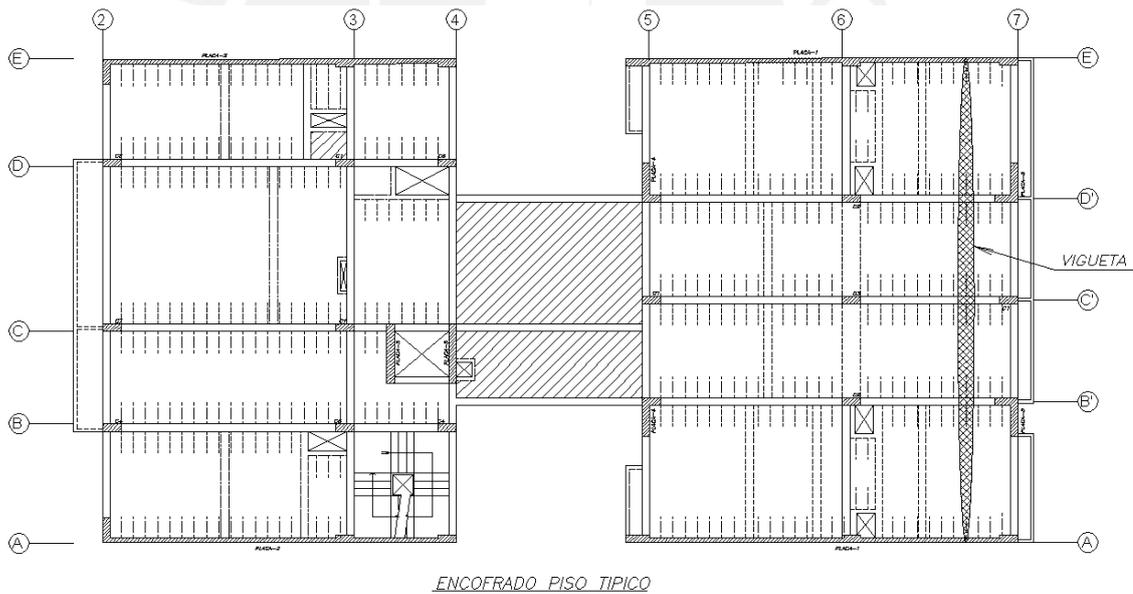
DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

En el caso de losas aligeradas el diseño se efectúa por cargas de gravedad que actúan directamente sobre ellas. El diseño se hace por vigueta con un ancho inferior de 10cm., ancho superior de 40cm, altura total de 20cm y una altura de ala de 5cm.



Para el diseño se considera la combinación: **U=1.4CM+1.7CV**, por ser la mas desfavorable para cargas de gravedad, numeral 9.2.1 de la norma E.060.

Se toma como ejemplo el diseño de un aligerado del piso típico que se encuentra entre los ejes 6-7 y A-E.



Metrado de cargas del aligerado h=0.20m

Cargas Distribuidas (tn/m)

		carga (tn/m ²)	ancho (m)	
CM	Peso propio aligerado	0.3	0.4	0.12
	Peso piso terminado	0.1	0.4	0.04
				Wd = 0.16 tn/m
CV	s/c viviendas	0.2	0.4	0.08
				WI = 0.08 tn/m

Cargas Puntuales (tn)

		carga (tn/m)	ancho (m)	
CM	Peso de tabiques	0.5	0.4	0.2
				$Pd = 0.2$ tn

Tenemos : Cargas de Servicio (CM + CV)

$$W_s = 0.24 \text{ tn/m}$$

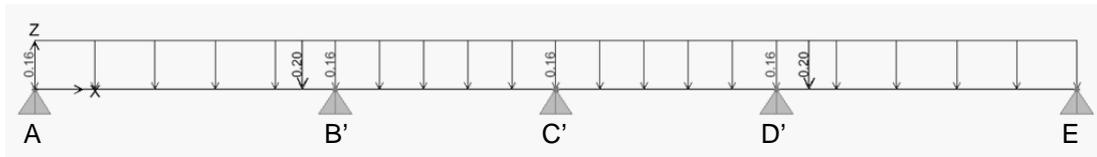
$$P_s = 0.2 \text{ tn}$$

Cargas Ultimas (1.4CM+1.7CV)

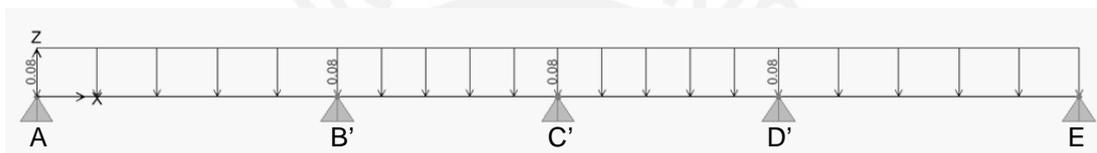
$$W_u = 0.36 \text{ tn/m}$$

$$P_u = 0.28 \text{ tn}$$

Carga Muerta (CM), asignada al modelo:

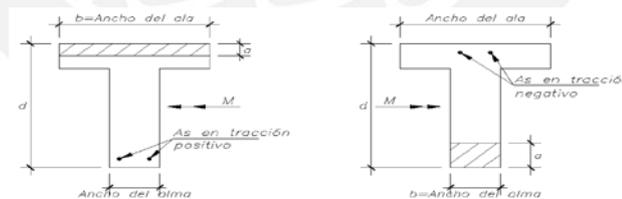


Carga Viva (CV), asignada al modelo:



7.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Si bien la vigueta es de sección transversal "T", esta trabaja tanto para momentos positivos y momentos negativos como si se tratara de una sección rectangular. Es decir, para momentos positivos se tendrá una sección con base igual a 40cm y para momentos negativos se tendrá una sección con base igual a 10cm.



El caso donde podría haber mayor confusión sería el de momentos positivos, ya que el bloque de compresiones tendría que ser menor que el espesor del ala 5cm. Esto lo podemos verificar utilizando el bloque de compresiones del ACI, suponiendo una sección de 40cmx5cm y $f'c=210\text{kg/cm}^2$.

$$C_c = 0.85 \times f'c \times b \times a = 0.85 \times 210 \times 40 \times 5 = 35,700 \text{ kg}$$

El acero necesario para equilibrar la compresión en el ala vendría a ser:

$$A_s^+ = \frac{C_c}{f_y} = \frac{35,700}{4,200} = 8.5\text{cm}^2$$

Esta cantidad de acero nunca se usa en un aligerado, es mas, es mucho mayor al máximo permitido por la Norma E.060 tal como veremos mas adelante.

Acero Mínimo y Máximo en Aligerados

El acero mínimo que se colocó en las viguetas corresponde a la disposición de la Norma E.060, numeral 10.5, donde se considera que:

- ✓ El acero mínimo debe ser tal que garantice una resistencia mínima de:

$$\phi Mn^+ \geq 1.2M_{cr}^+ \quad \text{Donde: } M_{cr} = \text{momento de agrietamiento de la sección bruta.}$$

$$\phi Mn^- \geq 1.2M_{cr}^-$$
- ✓ La Norma E.060 menciona también que se puede considerar satisfecho el requerimiento de acero mínimo en una sección siempre y cuando se cumpla lo siguiente:

$$As_{colocado} \geq \frac{1}{3} As_{necesario}$$

Esta última consideración es la que predomina en el caso de losas aligeradas, dado que los requerimientos de acero necesario $As_{calculado}$, son menores al As_{minimo} .

El acero máximo que se colocó en las viguetas también responde a una disposición de la Norma E.060, numeral 10.3.4, donde se considera que:

$$As_{max} \leq 0.75As_b$$

Donde: As_b = área de acero que produce la falla balanceada.

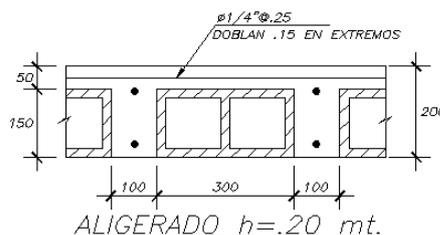
Siguiendo estas consideraciones tenemos el siguiente cuadro que resume las características para un aligerado de 20cm con $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$.

altura h (m)	Mcr+ (kg.m)	Mcr- (kg.m)	As+ min (cm ²)	As- min (cm ²)	As+ max (cm ²)	As- max (cm ²)
0.20	260	505	0.61	1.29	7.50	2.71

Refuerzo por contracción y temperatura

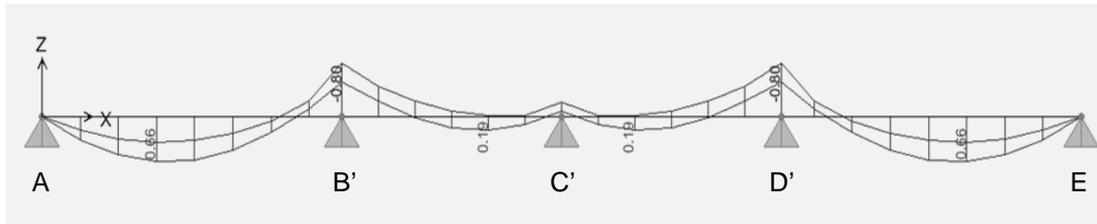
En la losa superior, de 5cm de espesor el refuerzo mínimo para evitar que tenga problemas de contracción y temperatura es: $\rho = 0.25\%$, numeral 9.7.2 de la norma E.060.

$$As_{neces} = 0.0025 \times b \times t = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2/\text{m} = \phi 1/4" @ 0.25\text{m} \quad (As_{col} = 1.28\text{cm}^2)$$



Cálculo del refuerzo requerido por flexión:

A continuación se muestra los diagramas de momento flector DMF de la combinación (U=1.4CM+1.7CV), de acuerdo al metrado anterior y con la alternancia de la carga viva, para obtener los máximos momentos.



Con los momentos hallados se procede a determinar la cantidad de acero requerida por flexión, para ello se utilizó las siguientes expresiones, tomadas del libro de Concreto Armado 1 del Ing. Gianfranco Ottazzi⁽²⁾.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{0.85\phi f'_c \cdot b_w}} \quad y \quad A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Datos del aligerado :

Base positiva (b+)	40 cm
Base negativa (b-)	10 cm
Altura (h)	20 cm
Recubrimiento (d')	3 cm
Peralte efectivo (d)	17 cm

Calculo del refuerzo negativo:

apoyo	A	B'	C'	D'	E
Mu (tn.m)	0.31	0.80	0.08	0.66	0.31
a	1.19	3.24	0.30	2.62	1.19
As (cm ²) cal	0.51	1.38	0.13	1.11	0.51
Varillas	1ø3/8	2ø3/8	1ø3/8	2ø3/8	1ø3/8
As (cm ²) col	0.71	1.43	0.71	1.43	0.71
verific min	ok	ok	ok	ok	ok
verific max	ok	ok	ok	ok	ok

Calculo del refuerzo positivo:

tramo	A-B'	B'-C'	C'-D'	D'-E
Mu (tn.m)	0.66	0.19	0.19	0.66
a	0.62	0.17	0.17	0.62
As (cm ²) cal	1.05	0.30	0.30	1.05
Varillas	1ø3/8+1ø8mm	1ø3/8	1ø3/8	1ø3/8+1ø8mm
As (cm ²) col	1.21	0.71	0.71	1.21
verific min	ok	ok	ok	ok
verific max	ok	ok	ok	ok

7.2. DISEÑO POR CORTANTE

Las viguetas se diseñaron de tal forma que la sección de concreto resista toda la fuerza cortante última V_u que se obtiene del diagrama de fuerzas cortantes, es decir.

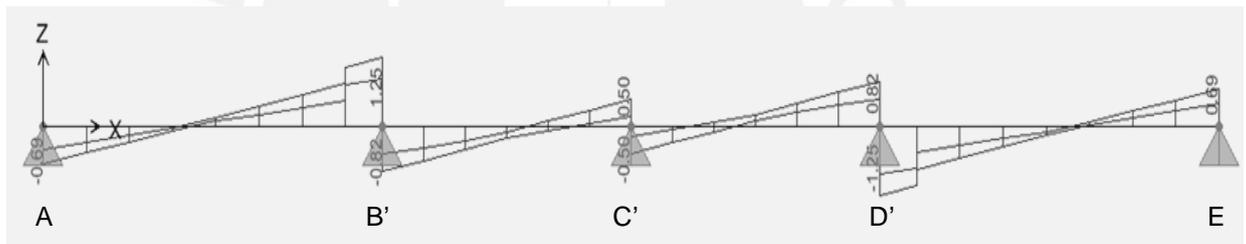
$$\phi V_c \geq V_u$$

La resistencia del concreto (ϕV_c) viene dada por la siguiente expresión; en el caso de aligerados se permite un 10% de incremento en la resistencia, numeral 8.11.8 de la Norma E.060.

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \sqrt{f'c} \times b_w \times d$$

En caso que la resistencia del concreto no sea suficiente a la requerida ($V_u > \phi V_c$), se harán ensanches en las viguetas para incrementar la resistencia al corte de las viguetas.

A continuación se muestra el diagrama de fuerza cortante DFC de la combinación ($U=1.4CM+1.7CV$), de acuerdo al metrado anterior y con la alternancia de la carga viva, para obtener los máximos cortantes en los nudos.



Si:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \sqrt{210} \times 10 \times 17 = 1.22 \text{ tn}$$

Como ($V_u=1.25\text{tn} > \phi V_c$), en los extremos de los apoyos B' y D' se usarán ensanches alternados ($b_w=25\text{cm}$), entonces tenemos:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 25 \times 17 = 2.77 \text{ tn}$$

Con lo cual se cumple que ($\phi V_c > V_u$); la longitud de ensanche necesario se determina del diagrama de fuerzas cortantes DFC: $X \approx 0.15\text{m}$, por practicidad se retirarán una hilada alternada de ladrillo es decir $X=0.30\text{m}$.

7.3. DEFLEXIONES

Según la Norma E.060, tabla 9.1, será posible obviar el cálculo de deflexiones del elemento estructural, en este caso las losas aligeradas, cuando se cumpla la condición:

$$h \geq \frac{L}{21}$$

En este caso, la mayor longitud del aligerado que tenemos corresponde al paño comprendido entre los ejes A-B' y D'-E y es igual a $L=4.37$, por lo que:

$$h \geq \frac{4.37}{21} = 0.20m$$

Con lo cual, no se verifica las deflexiones en la losa aligerada.

7.4. CORTE Y DOBLADO DE REFUERZO

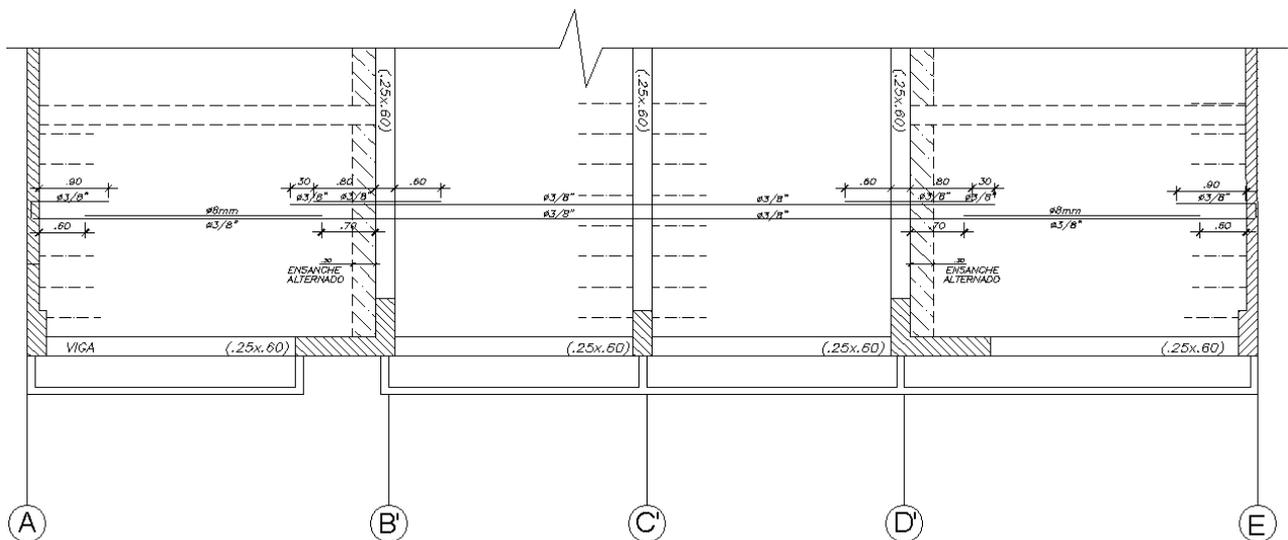
El acero de refuerzo se deberá cortar, con el fin de tener un diseño económico, en las zonas donde ya no sea necesario, obteniéndose de esta manera los denominados bastones. Estos tendrán una determinada dimensión de acuerdo a su longitud de anclaje.

Para el corte de varillas se siguió algunas recomendaciones prácticas del curso de Concreto Armado 2 y se verificó que dichas longitudes se extiendan mas allá del punto teórico de corte según la norma E.060 de Concreto Armado.

$L/5$ o $L/4$ para momentos negativos.

$L/6$ o $L/7$ para momentos positivos.

El diseño final del tramo de aligerado es como sigue:



CAPITULO VIII

DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

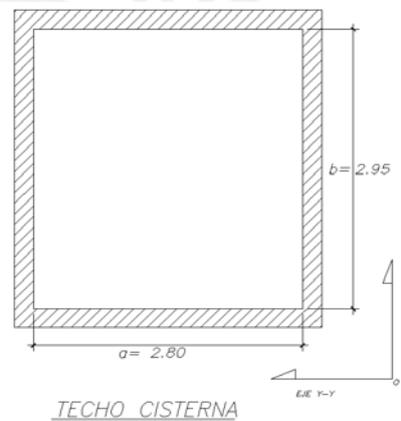
El diseño es similar al de las losas aligeradas, se lleva a cabo considerando franjas de 1m de ancho. El diseño se hará por flexión y cortante, considerando las cargas de gravedad, las que se amplificarán considerando la combinación: $U=1.4CM+1.7CV$

Para el análisis de losas macizas en dos direcciones, se decidió utilizar las tablas de diseño del libro de Richard Bares⁽³⁾ para el cálculo de los momentos se utilizó el método del sobre para el cálculo de las cortantes en las losas.

Se toma como ejemplo el diseño de la losa maciza del techo de la cisterna.

Datos de la losa maciza:

- Altura (h) = 20cm
- Ancho (b_w) = 100cm
- Peralte efectivo (d) = 20-3=17cm



Metrado de la Losa Maciza (h=0.20m x 1.0m de ancho)

Cargas Distribuidas (tn/m) /ml

		carga	alto	ancho (m)		
CM	Peso propio losa	2.40	0.20	1.00	0.48	tn/m
	Peso piso terminado	0.10		1.00	0.10	tn/m
					Wd = 0.58	tn/m
CV	s/c viviendas	0.25		1.00	0.25	
					Wl = 0.25	tn/m
Tenemos :	Cargas de Servicio (CM + CV)				Ws = 0.83	tn/m
	Cargas Ultimas (1.4CM+1.7CV)				Wu = 1.24	tn/m

8.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Utilizando la relación de los lados del paño a/b y el tipo de apoyo en los bordes, tenemos de la tabla Nro.1.7 de Richard Bares⁽³⁾, para el cálculo de los momentos actuantes:

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{2.8}{2.95} = 0.95$$

Tenemos: $Mu^+_a = 0.0383 \times 1.24 \times 2.80^2 = 0.372tn.m$

$Mu^+_b = 0.0462 \times 1.24 \times 2.95^2 = 0.499tn.m$

Utilizando las mismas formulas que para el diseño de las losas aligeradas, tenemos:

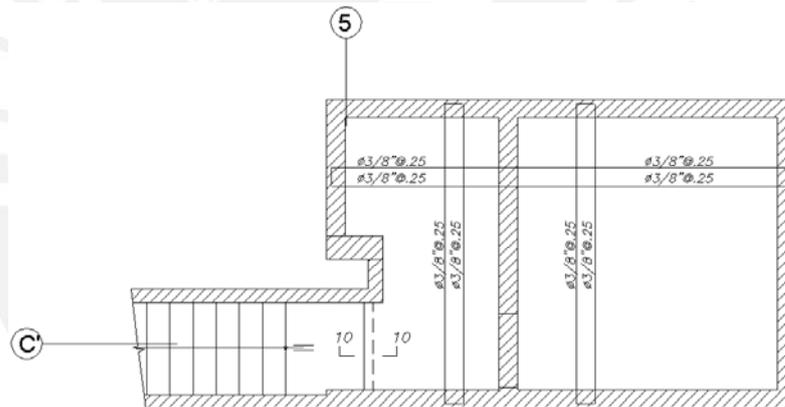
Calculo del refuerzo: relacion a/b = 0.95

apoyo	a	b
factor	0.0383	0.0462
Mu (tn.m)	0.37	0.45
a	0.15	0.18
As (cm ²)	0.62	0.74

Para un espesor de losa de 20cm, tenemos el siguiente acero mínimo por retracción y temperatura, numeral 9.7.2 de la norma E.060:

$$As_{min} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6cm^2/ml$$

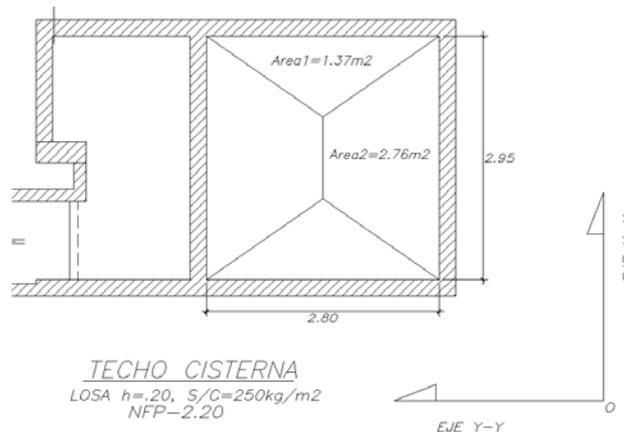
Dado que el acero necesario por flexión es muy bajo se utilizara varillas $\varnothing 3/8'' @ 0.25m$, repartido en dos capas para el techo de la cisterna, en ambos sentidos.



TECHO CISTERNA
LOSA h=.20, S/C=250kg/m²
NFP-2.20

8.2. VERIFICACIÓN POR CORTANTE

Para calcular las fuerzas cortantes se utilizo el método del sobre.



TECHO CISTERNA
LOSA h=.20, S/C=250kg/m²
NFP-2.20

Cálculo de la cortante actuante V_u :

Tenemos para cada dirección:

$$Vu_x = w_u \times Area_2 = 1.24 \times 2.76 = 3.42 \text{ tn}$$

$$Vu_y = w_u \times Area_1 = 1.24 \times 1.37 = 1.69 \text{ tn}$$

Como no es posible colocar refuerzo transversal que resista corte, el diseño se hará de tal forma que la sección de concreto resista toda la cortante última, es decir: $\phi V_c \geq V_u$

Donde: $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d$

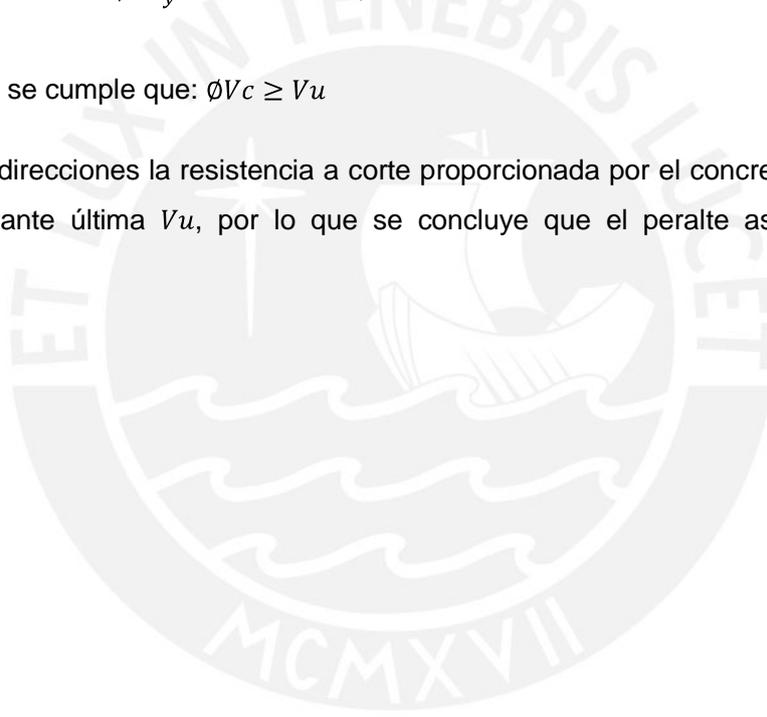
Tenemos para cada dirección:

$$\phi V_{c_x} = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 295 \times 17 = 32.73 \text{ tn} > Vu_x$$

$$\phi V_{c_y} = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 280 \times 17 = 31.08 \text{ tn} > Vu_y$$

Finalmente se cumple que: $\phi V_c \geq V_u$

En ambas direcciones la resistencia a corte proporcionada por el concreto ϕV_c es mayor a la fuerza cortante última V_u , por lo que se concluye que el peralte asignado a la losa es adecuado.



CAPITULO IX

DISEÑO DE VIGAS

Las vigas son elementos que transmiten las cargas de las losas hacia las columnas y placas, que conjuntamente forman los pórticos de la estructura. Las vigas se diseñan para resistir esfuerzos por flexión y cortante, considerando las cargas de gravedad, muerta y viva aplicadas en ellas, y las cargas de sismo que éstas absorban.

Para calcular los esfuerzos últimos, se utiliza la envolvente de fuerzas internas de las siguientes combinaciones dadas por la norma E.060, numeral 9.2.

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

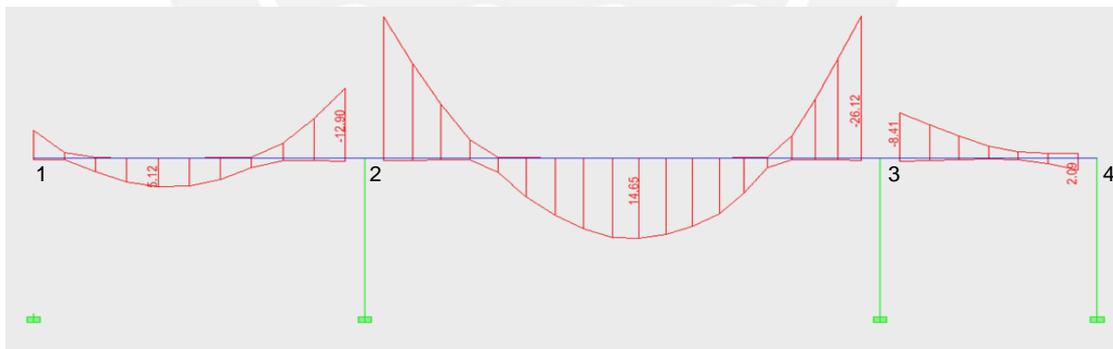
$$U = 0.9CM \pm CS$$

Se toma como ejemplo el diseño de la VIGA V-1(25X60cm) del sótano que se encuentra en el eje D.

Envolvente de esfuerzos

A continuación se muestra le envolvente de momentos y fuerzas cortantes, obtenidas de las combinaciones anteriormente descritas.

DMF



DFC



9.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Con los momentos máximos de la envolvente se procede a determinar la cantidad de acero requerida por flexión, para ello se utilizó las siguientes expresiones:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{0.85\phi f'_c \cdot b_w}} \quad A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Donde: $d = h - 6\text{cm}$ (para vigas peraltadas) y $h - 3\text{cm}$ (para vigas chatas)

b_w = ancho de la viga definido en el predimensionamiento.

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

$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Acero Mínimo y Máximo en Vigas

Para el caso de secciones rectangulares sometidas a flexión, la norma E.060 señala el acero mínimo y máximo según las siguientes expresiones:

Para el acero mínimo, numeral 10.5.2:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c} \times b_w \times d}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{210} \times 25 \times 54}{4200} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Para el acero máximo, numeral 10.3.4:

$$A_{s_{max}} = 0.75 \times A_{s_b} = 0.75 \times 28.68 = 21.50 \text{ cm}^2$$

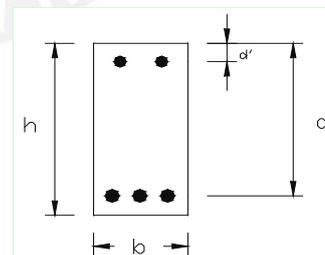
Donde:

$$A_{s_b} \approx 1.19 \times 10^{-4} \times f'_c \times 0.85b_w \times d = 1.19 \times 10^{-4} \times 210 \times 0.85 \times 25 \times 54 = 28.68 \text{ cm}^2$$

Cálculo del refuerzo requerido por flexión:

Datos de la viga:

Base (b)	25 cm
Altura (h)	60 cm
Recubrimiento (d')	6 cm
Peralte efectivo (d)	54 cm



CALCULO DEL ACERO NEGATIVO (-)

apoyo	1	2	3	4		
Mu (tn.m)	5.09	12.90	25.82	26.12	8.41	2.09
a	2.40	6.32	13.62	13.81	4.03	0.97
As (cm ²) calculado	2.55	6.71	14.48	14.67	4.28	1.03
Varillas (∅)	2∅3/4"	2∅3/4" + 1∅1"	2∅3/4" + 2∅1"	2∅3/4" + 2∅1"	2∅3/4"	2∅3/4"
As- (cm ²) colocado	5.70	10.77	15.83	15.83	5.70	5.70
verific As min	ok	ok	ok	ok	ok	ok
verific As max	ok	ok	ok	ok	ok	ok

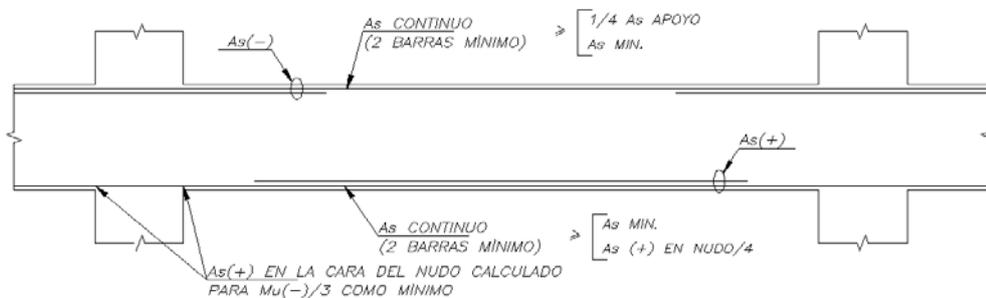
CALCULO DEL ACERO POSITIVO (+)

tramo	1 a 2	2 a 3	3 a 4
Mu (tn.m)	5.12	14.65	2.10
a	2.41	7.24	0.98
As (cm ²) calculado	2.57	7.69	1.04
Varillas (∅)	2∅3/4"	3∅3/4"	2∅3/4"
As+ (cm ²) colocado	5.70	8.55	5.70
verific As min	ok	ok	ok
verific As max	ok	ok	ok

Consideraciones de diseño de vigas sísmicas:

Los elementos que forman pórticos y que por consiguiente serán considerados como elementos sismo resistentes, deben cumplir adicionalmente ciertos requisitos, numeral 21.4.4 de la Norma E.060.

- ✓ Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor a 1/4 de la máxima requerida en los nudos, ni menor que el área mínima exigida por flexión.
- ✓ La resistencia al momento positivo en la cara del nudo (extremo inferior del tramo) no será que menor que 1/3 de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo (extremo superior del tramo).



En el caso de la viga en diseño VIGA V-1 (25x60), se decidió colocar como acero corrido superior e inferior 2∅3/4" y se comprobó que se cumplieran las condiciones mencionadas anteriormente, para el caso mas desfavorable.

- Tenemos: $As_{\text{corrido}} = 5.70\text{cm}^2$ (2∅3/4") y $As_{\text{max}} = 15.83\text{cm}^2$ (2∅3/4"+2∅1")
 Verificación: $As_{\text{corrido}} > As_{\text{min}} = 3.26\text{cm}^2$ **ok!**
 $As_{\text{corrido}} > 1/4(As_{\text{max}}) = 1/4(15.83) = 3.96\text{cm}^2$ **ok!**
- Tenemos: $Mn^+_{\text{resist}} = 11.06$ tn.m (para $As_{\text{corrido inf}} = 2\emptyset3/4"$)
 $Mn^-_{\text{max}} = 27.86$ tn.m (para $As^-_{\text{max}} = 2\emptyset3/4"+2\emptyset1"$)
 Verificación: $Mn^+_{\text{resist}} > 1/3(Mn^-_{\text{max}}) = 1/3(27.86) = 9.29$ tn.m **ok!**

9.2. DISEÑO POR CORTANTE

La capacidad en corte de las vigas viene dada por la suma del aporte del concreto V_c más el aporte del refuerzo transversal V_s (estribos).

Tenemos:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (\text{en todas las secciones del elemento})$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{aporte del concreto + aporte del refuerzo en el alma})$$

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s) \quad (\text{Condición del diseño por resistencia})$$

Se permite diseñar las secciones por corte, para la fuerza cortante V_u calculada a una distancia "d" medida desde la cara del apoyo, numeral 11.1.3.1 de la Norma E.060.

Diseñando para el máximo valor de $V_u=20.65\text{tn}$, se tiene:

El aporte del concreto V_c , para elementos sometidos a cortante y flexión, viene dado por:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 0.53\sqrt{210} \times 25 \times 54 = 10.37 \text{ tn}$$

La resistencia que deberá proporcionar el refuerzo por corte V_s , viene dada por:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{20.65}{0.85} - 10.37 = 13.92 \text{ tn}$$

Entonces el espaciamiento "s" utilizando estribos simples $\phi 3/8$ ", en una sección ubicada a una distancia "d" de la cara será:

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{(0.71 \times 2) \times 4200 \times 54}{13920} = 23.14 \text{ cm} \cong 20 \text{ cm}$$

La norma limita el espaciamiento máximo calculado (numeral 11.5.5.1 y 3 de la norma E.060) de tal modo que si:

$$V_s \leq 1.1 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d, \quad \text{entonces: } s \leq 60 \text{ cm o } s \leq d/2$$

$$V_s > 1.1 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d, \quad \text{entonces: } s \leq 30 \text{ cm o } s \leq d/4$$

Entonces se tiene que:

$$V_s \leq 1.1 \times \sqrt{210} \times 25 \times 54 = 21.52 \text{ tn}, \quad \text{entonces: } s \leq 60 \text{ cm o } s \leq \frac{d}{2} = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm}$$

Según el diseño por fuerza cortante, tenemos:

□ 3/8" 1@.05m, 5@0.20, rto@0.27m.

Diseño por corte para vigas sismo resistentes (Capítulo 21):

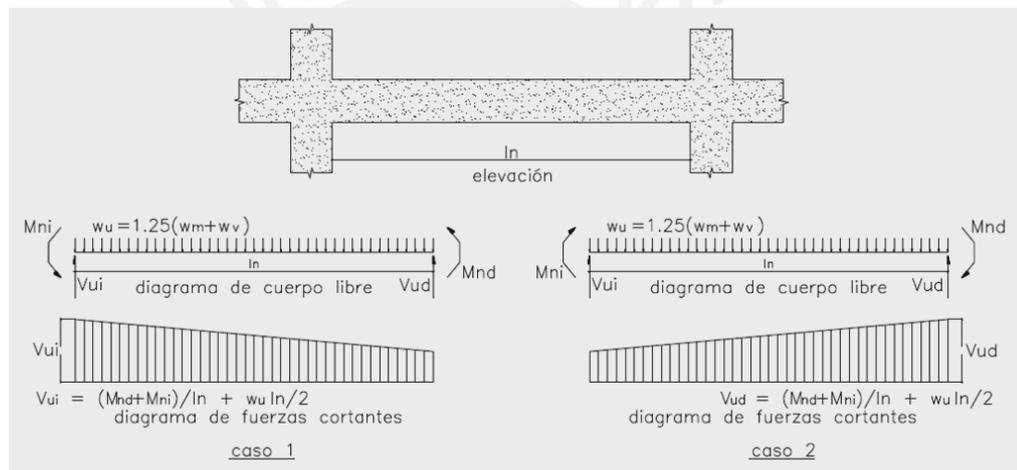
Para vigas sismo-resistentes se tendrá especial cuidado por provocar la falla dúctil, esto se logra dando mayor resistencia al corte que a la flexión, la norma E.060, numeral 21.4.3 indica que la fuerza cortante de diseño V_u de las vigas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido de (a) y (b)

- (a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas, mediante la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{(M_{n_{izq}} + M_{n_{der}})}{l_n} + \frac{w_u \times l_n}{2}$$

Donde:

$$w_u = 1.25(w_m + w_v)$$



- (b) El cortante máximo ($V_{u_{max}}$) obtenido de las combinaciones de carga de diseño del numeral 9.2.3, con un factor de amplificación para los valores de sismo igual a 2.5.

En el caso de la viga en diseño V1(25x60), se comprobó que se cumplieran las condiciones mencionadas anteriormente.

- (a) Tenemos, para el caso mas critico:

Tramo 2-3: Tomando momentos anti horarios:

$$As_{izq}^- = 15.83 \text{ cm}^2 (2\phi 3/4" + 2\phi 1") \rightarrow Mn_{izq}^- = 27.86 \text{ tn.m}$$

$$As_{der}^+ = 5.70 \text{ cm}^2 (2\phi 3/4") \quad Mn_{der}^+ = 11.06 \text{ tn.m}$$

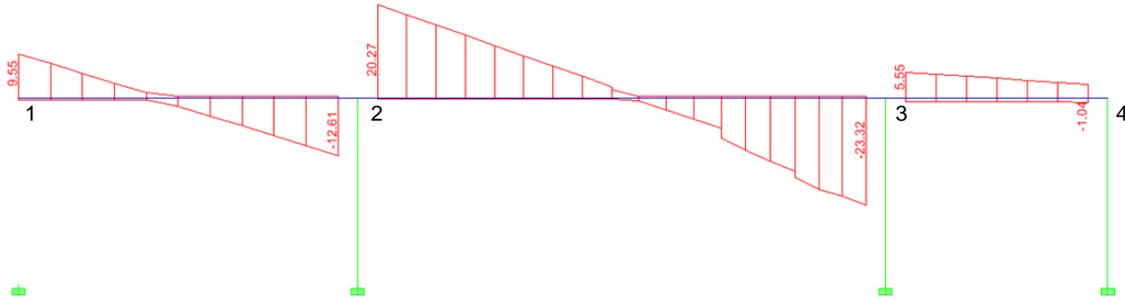
$$w_u = 1.25(2.65 + 0.89) = 4.43 \text{ tn/m}$$

Entonces:

$$V_u = \frac{(11.06 + 27.86)}{7.05} + \frac{4.43 \times 7.05}{2} = 21.14 \text{ tn}$$

(b) Amplificando los valores de sismo en las combinaciones de carga, tenemos la siguiente envolvente de fuerzas cortantes:

DFC (sismo amplificado en 2.5)



Para el DFC, tenemos $V_{u_{max}} = 23.72 \text{ tn}$

Se puede observar que no hay mucha diferencia respecto de la primera envolvente de DFC, esto se debe básicamente que en dicha dirección las cortantes de sismo están resistidas por las placas laterales, las cuales absorben el mayor porcentaje de la cortante, es decir las cortantes de los pórticos en la dirección Y-Y, están gobernados por las cargas de gravedad.

Por lo tanto tomamos el menor valor calculado de (a) y (b), finalmente $V_u = 21.14 \text{ tn}$, ahora podemos calcular el espaciamiento requerido de la misma manera que lo hicimos para el caso anterior:

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \times 25 \times 54 = 10.37 \text{ tn}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{21.14}{0.85} - 10.37 = 14.50 \text{ tn}$$

El espaciamiento por requerimientos sísmicos, utilizando estribos simples $\phi 3/8''$, será:

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{(0.71 \times 2) \times 4200 \times 54}{14500} = 22.21 \text{ cm}$$

Según los requerimientos de la norma E.060, numeral 21.4.4, el refuerzo transversal cumplirá las siguientes condiciones:

- Estará constituido por estribos cerrados de confinamiento en ambos extremos del elemento. Los estribos serán como mínimo de 8mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.
- El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 10cm de la cara del elemento.

- La zona de confinamiento será igual a $2d$ medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz y el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no deberá exceder del menor valor de:
 - $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150mm.
 - 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro (db_{menor}).
 - 24 veces el diámetro de la barra de estribo cerrado de confinamiento ($db_{estribo}$).
 - 30cm
- El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no excederá de $0.5d$ y no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

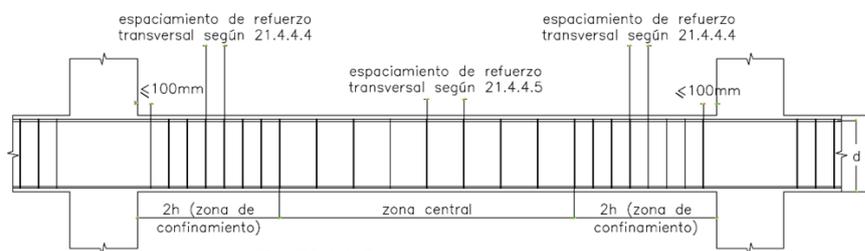


Fig. 21.4.4 Requerimientos de estribos en vigas.

Para la viga V1(25x60) en diseño, se tienen los siguientes resultados siguiendo las disposiciones anteriormente mencionadas:

- Se utilizarán estribos cerrados de diámetro $3/8''$ en todos los casos, debido a que tenemos barras longitudinales mayores de $5/8''$ y menores de $1''$.
- En la zona de confinamiento ($Lo = 2d = 2 \times 54 = 108 \approx 110\text{cm}$), tenemos los siguientes espaciamientos:
 - $d/4 = 54/4 = 13.5\text{cm}$, entonces: $so_1 = 15\text{cm}$
 - $10db_{menor} = 10 \times 1.91 = 19.1\text{cm}$ (para $\phi 3/4''$), entonces: $so_2 = 17.5\text{cm}$
 - $24 db_{estribo} = 24 \times 0.95 = 22.9\text{cm}$ (para $\phi 3/8''$), entonces: $so_3 = 22.5\text{cm}$
 - $so_4 = 30\text{cm}$

Por lo tanto en la zona de confinamiento (Lo) el espaciamiento será: **$so = 15\text{cm}$** .

- Fuera de la zona de confinamiento, tenemos:
 - $0.5d = 0.5 \times 54 = 27\text{cm}$
 - $s_{calculado} = 25\text{cm}$

Por lo tanto fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento será: **$s = 25\text{cm}$** .

Finalmente se colocarán estribos de la siguiente manera:

$\square 3/8''$ 1@.05, 8@0.15, rto@0.25m.

9.3. DEFLEXIONES

Según la Norma E.060, tabla 9.1, será posible obviar los cálculos de las deflexiones del elemento estructural, en esta caso las vigas peraltadas, cuando se cumpla la siguiente condición:

$$h \geq \frac{Ln}{21} \quad (\text{para vigas continuas})$$

En este caso, la mayor longitud de la viga es la que corresponde al paño comprendido entre los ejes 2-3, donde $L=7.05\text{m}$, tenemos:

$$h \geq \frac{7.05}{21} = 0.34\text{m} < 0.60\text{m}$$

Por lo tanto, no se verificarán deflexiones en vigas peraltadas.

9.4. CONTROL DE FISURACIÓN

La norma E.060 en el numeral 9.9.3, no controla directamente el ancho de las grietas. Lo que hace es un control indirecto del ancho mediante el cálculo del parámetro "Z", el cual queda definido por las siguientes expresiones:

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A_{ct}}$$

$$A_{ct} = 2y_s \times b/n_{barras}$$

Donde:

- f_s = esfuerzo del acero bajo cargas de servicio
- d_c = espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo mas cercana
- A_{ct} = área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo principal de tracción, dividida entre el número de barras.
- y_s = centroide del refuerzo principal de tracción por flexión

El refuerzo en las zonas de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente de tal modo de obtener un valor "Z" menor o igual a 26KN/mm ($Z \leq 26,000\text{kg/cm}$).

Para calcular el valor de f_s se permite asumir un valor de $f_s \approx 0.6f_y$. Por tanto el caso mas crítico será cuando se tenga el menor número de barras en la zona de tracción. En este caso, serían la zona donde se presentan solo las barras de acero corrido inferior ($2\varnothing 3/4$).

Tenemos:

- $d_c = y_s \approx 6.0\text{cm}$ (ya que tenemos un solo diámetro de barra $3/4$ " en una capa)
- $n_{barras} = 2$
- $f_s = 0.6 \times 4200 \approx 2520 \text{ kg/cm}^2$

Entonces: $Act = (2 \times 6 \times 25) / 2 \approx 150cm^2$
 $Z = 2520 \times \sqrt[3]{6.0 \times 150} = 24,330 \leq 26,000 \text{ kg/cm}$

Por lo tanto, con este valor se esta cumpliendo con los requerimientos de la Norma E.060, referente al control de fisuración.

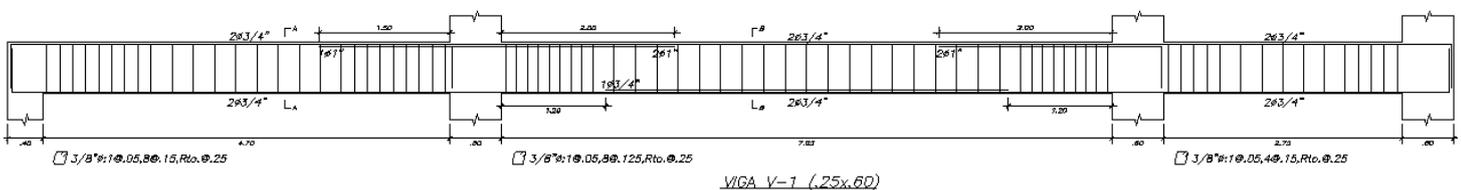
9.5. CORTE DEL ACERO

El acero de refuerzo se deberá cortar, con el fin de tener un diseño económico, en las zonas donde ya no sea necesario, obteniéndose de esta manera los denominados bastones. Estos tendrán una determinada dimensión de acuerdo a su longitud de anclaje.

Para el corte de varillas se siguió algunas recomendaciones de la norma E.060, numeral 12.10, así como del curso de Concreto Armado 1.

- El refuerzo se debe extender mas allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a d o $12db$, la que sea mayor.
- Cuando existan dos o mas bastones, el refuerzo que continua deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo ld mas allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario por cálculo.
- Los bastones negativos se cortan a un tercio o un cuarto de la luz libre.
- Si se tiene un momento de sismo considerable, los bastones negativos se cortan a un tercio de la luz libre.
- El acero negativo en el extremo interior se corta a un sexto de la luz libre, mientras que el acero negativo en el extremo exterior se corta a un sétimo de luz libre.

Diseño Final de la VIGA V1 (25x60).



CAPITULO X

DISEÑO DE COLUMNAS

Para el diseño de las columnas se considera que intervienen dos efectos simultáneamente: flexión y carga axial. A este efecto conjunto se le denomina flexocompresión. Se consideran las mismas hipótesis del diseño por flexión teniendo un problema adicional, la esbeltez del elemento.

Las columnas se diseñan por flexocompresión y por cortante considerando la envolvente de las cargas amplificadas con las mismas combinaciones que se utilizaron en el diseño de las vigas.

10.1. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN UNIAXIAL.

En el diseño de elementos sometidos a flexocompresión, se fija una sección transversal con una determinada cantidad y distribución de acero, con lo cual se puede obtener una curva con diferentes valores de carga axial y momento flector conforme se varíe la posición del eje neutro. A esta curva se denomina diagrama de interacción.

La Norma E.060, numeral 10.9.1 indica que la cuantía en columnas debe estar entre el 1% y el 6% del área total A_g , de la sección de concreto, recomendándose no trabajar con cuantías elevadas pues hacen difícil el ensamblaje del refuerzo especialmente en los nudos. Si la columna tuviera mayor sección de la requerida se podrá utilizar como mínimo 0.5% de cuantía mínima, numeral 10.8.3.

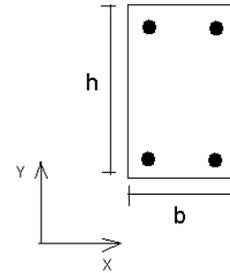
Procedimiento de diseño:

- Se considera inicialmente una cuantía de acero de refuerzo aproximada de 1% del área bruta de la sección, con dicha cuantía se distribuye el refuerzo vertical, considerando la dirección del momento actuante mayor y las secciones críticas.
- Para esta distribución de refuerzo, se construyen los diagramas de interacción nominales (M_n, P_n) para ambas direcciones.
- Se afectan los valores nominales de carga axial y momento flector por el factor de reducción de resistencia " ϕ " y se obtiene el diagrama de interacción de diseño ($\phi M_n, \phi P_n$).
- Se trunca el diagrama de interacción a los máximos valores de carga axial ϕP_n , exigidos por la norma E.060, el cual se obtiene afectándolos por un factor " α ".
- Luego se verifica que todos los pares correspondientes a las combinaciones de carga (M_u, P_u) se encuentren dentro del área encerrada por el diagrama de interacción de diseño, caso contrario se aumentan la cuantía de acero.

Se toma como ejemplo el diseño de la columna C4(25x60cm) ubicada en la intersección de los ejes 2 y B.

Datos de la columna:

Ancho (b)	25 cm
Altura (h)	60 cm
Recubrimiento (d')	6 cm
Peralte efectivo (d)	54 cm
Longitud no arriostrada (hn)	2.15 m



Los resultados de las fuerzas internas en el 1er Piso se muestran en la siguiente tabla:

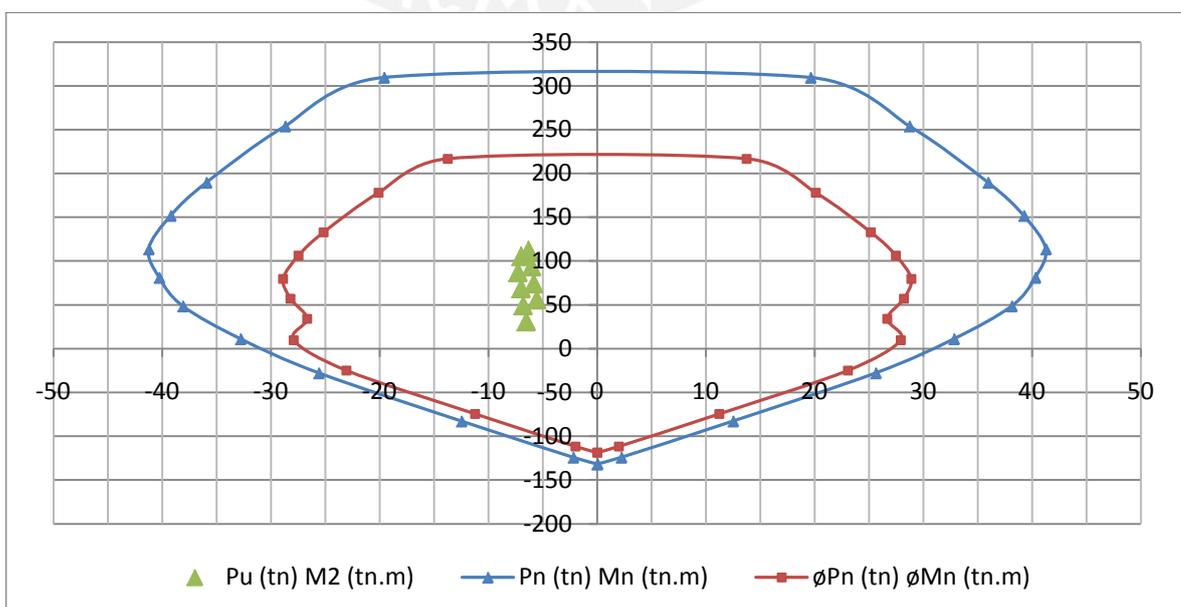
carga	Pu (tn)	M2 (tn.m)	M3 (tn.m)
CM	58.81	-6.92	0.65
CV	13.78	1.56	0.34
Sismo XX	21.67	0.34	7.57
Sismo YY	3.34	0.62	0.39

Para un refuerzo de $4\phi 1''+4\phi 3/4''=31.36\text{cm}^2$ ($\rho=2.09\%$) se obtiene los siguientes diagramas de interacción para ambas direcciones, conjuntamente con los resultados de la combinación de cargas ultimas:

Combinaciones de carga de la envolvente para verificar en X-X:

combo	Pu (tn)	M2 (tn.m)
1.4cm+1.7cv	105.76	-7.04
1.25(cm+cv)+csx	112.41	-6.36
1.25(cm+cv)-csx	69.07	-7.04
1.25(cm+cv)+csy	94.08	-6.08
1.25(cm+cv)-csy	87.40	-7.32
10.9cm+csx	74.60	-5.89
10.9cm-csx	31.26	-6.57
10.9cm+csy	56.27	-5.61
10.9cm-csy	49.59	-6.85

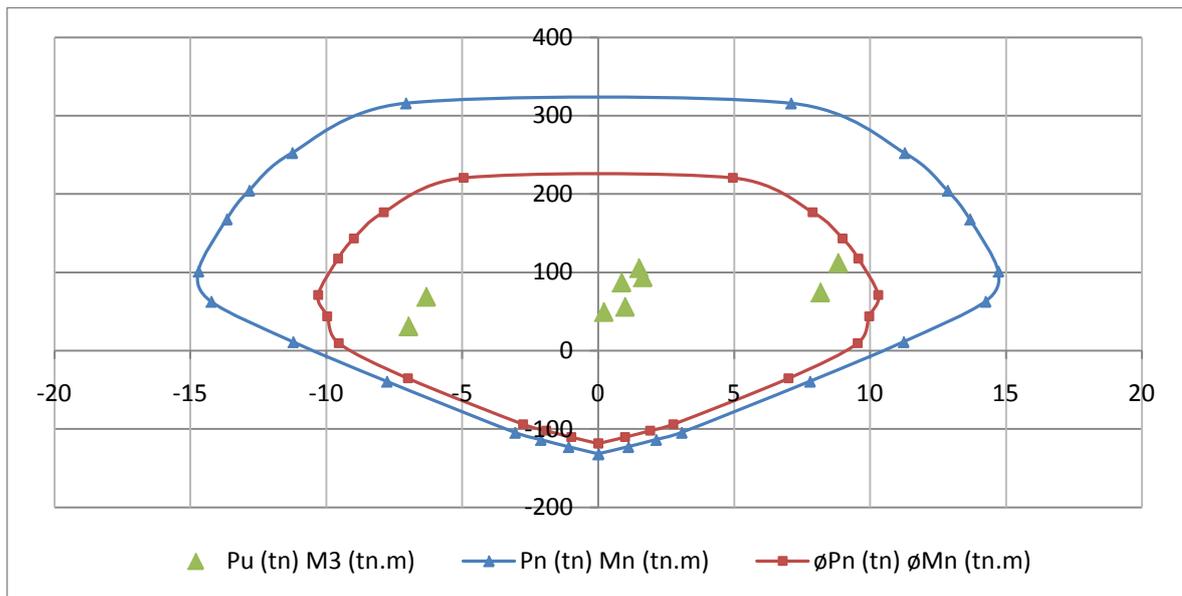
(vi) grafico del diagrama de interaccion: **DIRECCION X-X**



Combinaciones de carga de la envolvente para verificar en Y-Y:

combo	Pu (tn)	M3 (tn.m)
1.4cm+1.7cv	105.76	1.49
1.25(cm+cv)+csx	112.41	8.81
1.25(cm+cv)-csx	69.07	-6.33
1.25(cm+cv)+csy	94.08	1.63
1.25(cm+cv)-csy	87.40	0.85
0.9cm+csx	74.60	8.16
0.9cm-csx	31.26	-6.99
0.9cm+csy	56.27	0.98
0.9cm-csy	49.59	0.20

(vi) grafico del diagrama de interaccion: **DIRECCION Y-Y**



Como se puede apreciar en los valores obtenidos de las combinaciones (Mu,Pu) el diseño se encuentra gobernado por la combinación de cargas de sismo en la dirección YY, ya que por cargas de gravedad la columna se encuentra sobredimensionada tanto para la dirección XX e YY.

10.2. FLEXIÓN BIAIXIAL

Las columnas por lo general se encuentran sometidas a momentos flectores que actúan en las 2 direcciones del edificio, en algunos casos será mas importante en una dirección que en la otra. Si los momentos son importantes en las dos direcciones se debe realizar una comprobación por flexión biaxial.

En el caso de las columnas de esta edificación, no hubo el caso en que se presentara momentos flectores significativos en las dos direcciones, esto debido a que tenemos los aligerados alineados principalmente en una dirección y las fuerzas de sismo están controladas básicamente por las placas de corte.

10.3. ESBELTEZ DE COLUMNAS

Mientras la esbeltez de la columna no sea significativa, se cumple respecto al diseño por flexocompresión que las deformaciones transversales originadas por la carga axial aplicada no afectan significativamente los momentos calculados en el análisis de primer orden.

Si para el nivel de carga axial aplicado se generaran deformaciones transversales que aumente significativamente la excentricidad considerada en el diseño, deberá evaluarse el momento generado por la nueva excentricidad, denominada como efecto de segundo orden.

La norma E.060, numeral 10.11.4, señala que los efectos de esbeltez se pueden diseñar como columnas con desplazamiento lateral (no arriostradas) o sin desplazamiento lateral (arriostradas), señalando un procedimiento de diseño para cada caso.

Así mismo en el numeral 10.11.4.2, menciona que las columnas de la estructura se pueden considerar como arriostradas (sin desplazamiento lateral), si se verifica que el índice de estabilidad del entrepiso "Q" sea menor o igual a 0.06, mediante la siguiente expresión:

$$Q = \frac{(\sum Pu) \times \Delta o}{V_{us} \times h_e}$$

- Donde:
- Q = índice de estabilidad del entrepiso.
 - $\sum Pu$ = suma de las cargas de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del piso hasta el entrepiso considerado.
 - Δo = deformación relativa de entrepiso, debido a las fuerzas laterales amplificadas y calculadas de acuerdo a un análisis de primer orden.
 - V_{us} = fuerza cortante amplificada de entrepiso, debido a cargas laterales.
 - h_e = altura del entrepiso medida de piso a piso.

A continuación se presenta el cálculo del índice de estabilidad del entrepiso para cada dirección de análisis XX e YY.

Tabla de analisis de esbeltez global en la **DIRECCION X-X**

NIVEL	Pu (tn)	$\sum Pu$ (tn)	Δo (cm)	$\sum Pu \cdot \Delta o$	V_{us} (tn)	h (m)	factor Q
4	441.21	441.21	0.88	3.87	102.65	2.75	0.0137
3	405.25	846.46	1.05	8.86	204.21	2.75	0.0158
2	405.25	1,251.71	1.11	13.94	272.31	2.75	0.0186
1	405.25	1,656.96	0.84	13.98	307.22	2.75	0.0165
sotano	306.72	1,963.67	-	-	-	2.85	-

Tabla de analisis de esbeltez global en la **DIRECCION Y-Y**

NIVEL	Pu (tn)	ΣPu (tn)	Δo (cm)	ΣPu*Δo	Vus (tn)	h (m)	factor Q
4	441.21	441.21	0.07	0.30	103.60	2.75	0.0010
3	405.25	846.46	0.10	0.86	209.62	2.75	0.0015
2	405.25	1,251.71	0.07	0.84	282.16	2.75	0.0011
1	405.25	1,656.96	0.10	1.68	327.50	2.75	0.0019
sotano	306.72	1,963.67	-	-	-	2.85	-

Finalmente se verifica que en ambas direcciones XX e YY que $Q < 0.06$, entonces la estructura se encuentra arriostrada (sin desplazamiento lateral).

10.3.1. MOMENTOS MAGNIFICADOS EN ESTRUCTURAS SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL.

La norma E.060, numeral 10.12.2, señala que en estructuras sin desplazamiento lateral se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión si se verifica que:

$$\frac{k \times lu}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

Donde: k = factor de longitud efectiva ($k=1$, para estructuras arriostradas)

lu = longitud no arriostrada de un elemento en compresión.

r = radio de giro de la sección transversal: $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

para secciones rectangulares ($r \approx 0.30h$) en la dirección de análisis.

M_1 = momento flector menor de diseño en el extremo de la columna, es positivo si la columna es flexionada en curvatura simple y es negativo si hay doble curvatura.

M_2 = momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna, siempre positivo.

Por lo general en edificios convencionales como el caso analizado, se presenta en las columnas una doble curvatura, por lo tanto para llegar a la conclusión que estos efectos pueden ser despreciados bastara con verificar que: $lu/r \leq 34$

Tenemos: $Ln = 2.75 - 0.60 = 2.15m$ (longitud no arriostrada de la columna)

$rx = 0.30 \times 0.25 = 0.075m$ (radio de giro en la dirección XX)

$ry = 0.30 \times 0.60 = 0.18m$ (radio de giro en la dirección YY)

Por lo tanto tenemos:

$$\frac{lu}{rx} = \frac{2.15}{0.075} = 28.7 < 34$$

$$\frac{lu}{ry} = \frac{2.15}{0.18} = 11.94 < 34$$

Finalmente se concluye que no tendremos problemas de esbeltez en las columnas, ya que tenemos secciones de columna uniformes de $0.60 \times 0.25m$.

10.4. DISEÑO POR CORTANTE

Siguiendo el mismo criterio de buscar la falla por flexión en lugar de una de corte de los elementos en flexocompresión, la norma E.060, numeral 21.4.3, indica que la fuerza cortante de diseño V_u de las columnas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido de (a) y (b).

- (a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en los extremos de la luz libre, asociados a la fuerza axial P_u que de cómo resultado el mayor momento nominal posible, mediante la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{(M_{n_{sup}} + M_{n_{inf}})}{h_n}$$

- (b) El cortante máximo ($V_{u_{max}}$) obtenido de las combinaciones de carga de diseño del numeral 9.2.3, con un factor de amplificación para los valores de sismo igual a 2.5.

En el caso de la columna en diseño C1(60X25), se comprobó que se cumplieran las condiciones mencionadas anteriormente.

- (a) El máximo momento nominal posible se obtendrá del diagrama de interacción en la dirección de análisis:

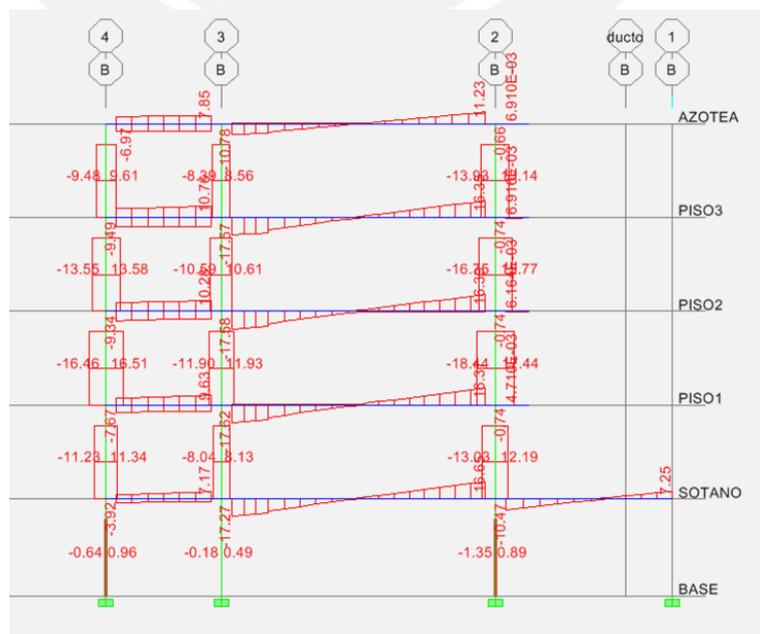
Tenemos: $M_{n_{sup}} = 41.24 \text{ tn.m}$

$M_{n_{inf}} = 41.24 \text{ tn.m}$

Entonces:

$$V_u = \frac{(41.24 + 41.24)}{2.15} = 38.37 \text{ tn}$$

- (b) Amplificando los valores de sismo en las combinaciones de carga, tenemos la siguiente envolvente de fuerzas cortantes:



Para el DFC, tenemos $V_{u_{max}} = 18.44 \text{ tn}$

Por lo tanto tomamos el menor valor calculado de (a) y (b), finalmente **Vu=38.37tn**

La norma E.060, numeral 11.5.7.9, limita la contribución máxima de los estribos a la resistencia en corte de una sección mediante la siguiente expresión:

$$V_s \leq 2.1\sqrt{f'c} \times b_w \times d$$

Si suponemos: $V_c = 0.53\sqrt{f'c} \times b_w \times d$

Tenemos: $V_{u_{max}} = \phi(V_c + V_s) \approx 2.60\phi\sqrt{f'c} \times b_w \times d$

Si Vu excede de Vu_{max}, será necesario incrementar la resistencia del concreto f'c o cambiar las dimensiones de la sección. Esta limitación es para evitar la falla del concreto comprimido antes que se inicie la fluencia de los estribos.

En la columna de diseño, tenemos:

$$V_{u_{max}} = 2.6 \times \phi\sqrt{f'c} \times b_w \times d = 2.6 \times 0.85 \times \sqrt{210} \times 25 \times 54 = 43.2tn$$

Finalmente: Vu < Vu_{max}, por lo tanto no es necesario incrementar la resistencia o cambiar las dimensiones de la columna.

Para elementos sometidos a compresión axial (Nu), la norma E.060, numeral 11.3.1.2, propone la siguiente expresión para estimar el aporte del concreto Vc:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag} \right) b_w \times d$$

Para la columna en diseño se tiene, para el caso mas critico Nu=31.26tn

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \left(1 + \frac{31260}{140 \times (25 \times 60)} \right) 25 \times 54 = 11.91 tn$$

Si Vu > φVc, entonces se necesita refuerzo por corte y se calcula de la misma forma que para el diseño de vigas, mediante la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c = \frac{38.37}{0.85} - 11.91 = 33.22 tn$$

Por lo tanto tendremos un espaciamiento "s", mediante la siguiente expresión:

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{(0.71 \times 4) \times 4200 \times 54}{33220} = 19.39cm \cong 19cm$$

Requisitos sísmicos de espaciamiento de estribos en columnas

Según los requerimientos de la Norma E.060, numeral 21.4.5, el refuerzo transversal cumplirá las siguientes condiciones:

- Estará constituido por estribos cerrados de confinamiento en ambos extremos del elemento. Los estribos serán como mínimo de 8mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.
- La zona de confinamiento (L_o) será medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz no deberá ser menor que el mayor valor de:
 - Una sexta parte de la luz libre del elemento.
 - La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
 - 50cm

El espaciamiento (s_o) en la zona de confinamiento no deberá exceder el menor valor de:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro (db_{menor}).
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- 10cm
- El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante y no deberá exceder el menor valor de:
 - 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro (db_{menor}).
 - 48 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento ($db_{estribo}$).
 - La menor dimensión transversal del elemento sometido a compresión.
 - 30cm
- El espaciamiento del refuerzo transversal del nudo no deberá de exceder de 15cm, ni mayor que la siguiente expresión dada por la norma E.060, numeral 11.11.2:

$$s_{max} = \frac{A_v \times f_y}{0.2\sqrt{f'_c} \times b_w} = \frac{1.42 \times 4200}{0.2\sqrt{210} \times 25} = 82.31cm$$

- La distancia vertical entre el primer estribo y la parte superior de la zapata, viga o losa no deberá ser mayor a la mitad del espaciamiento entre estribos ($s_{min}/2$), numeral 7.10.5.4 de la norma E.060.

Para la columna C1(25x60) en diseño, se tienen los siguientes resultados siguiendo las disposiciones anteriormente mencionadas:

- Se utilizarán estribos cerrados de diámetro 3/8" en todos los casos, debido a que tenemos barras longitudinales mayores de 5/8" y menores o iguales a 1".
- Para la longitud de la zona de confinamiento (L_o) tenemos los siguientes valores:
 - $L/6 = 2.15/6 = 0.358\text{m}$, entonces: $L_{o1}=36\text{cm}$
 - $L_{\text{mayor}} = 0.60\text{m}$, entonces: $L_{o2}=60\text{ cm}$
 - $L_{o3} = 50\text{cm}$

Por lo tanto la longitud de la zona de confinamiento será: **$L_o=60\text{cm}$** .

Los estribos que se encuentren dentro de la zona de confinamiento tendrán un espaciamiento (s_o) que no deberá exceder el menor de los siguientes valores:

- $8d_{\text{menor}} = 8 \times 1.90 = 15.24$ (para $\phi 3/4"$), entonces: $s_{o1}=15\text{cm}$
- $L_{\text{menor}}/2 = 25/2 = 12.5$, entonces: $s_{o2}=12.5\text{cm}$
- $s_{o3} = 10\text{cm}$

Por lo tanto en la zona de confinamiento (L_o) el espaciamiento será **$s_o=10\text{cm}$** .

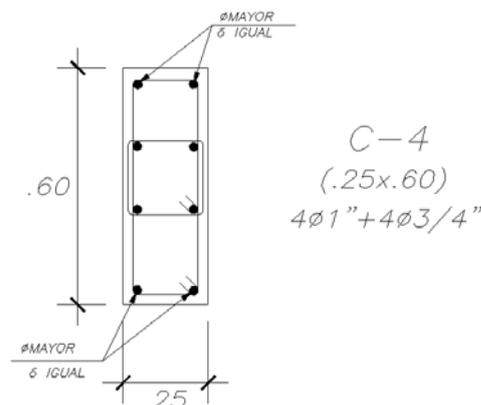
- Fuera de la zona de confinamiento, tenemos:
 - $16d_{\text{menor}} = 16 \times 1.9 = 27.09$ (para $\phi 3/4"$), entonces: $s_1=27\text{cm}$
 - $48d_{\text{estribo}} = 48 \times 0.95 = 45.6\text{cm}$ (para $\phi 3/8"$), entonces: $s_2=45\text{cm}$
 - $L_{\text{menor}} = 25$, entonces: $s_3=25\text{cm}$
 - $s_4 = 30\text{cm}$

Por lo tanto fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento será: **$s=25\text{cm}$** .

- En el nudo el espaciamiento será: $s=15\text{cm}$
- El primer estribo se colocará a: $s_{\text{min}}/2=10/2=5\text{cm}$.

Finalmente la distribución de los estribos queda definida de la siguiente manera:

$\square 3/8" \ 1@0.05, 6@0.10\text{cm}, rto@0.25\text{m}$.



CAPITULO XI

DISEÑO DE PLACAS O MUROS DE CORTE

Son aquellos elementos de la estructura que resisten cargas axiales y cargas laterales sísmicas. El procedimiento de diseño es similar al seguido para una columna con la particularidad que, debido a su gran rigidez lateral absorben grandes momentos y cortantes producidos por las fuerzas de sismo.

Las condiciones críticas por lo general se deben a las combinaciones que incluyen las cargas de sismo en la base del primer nivel, pues estas hacen que se produzcan cortantes y momentos elevados en la placa.

El diseño de placas o muros estructurales se basarán en las disposiciones especiales para elementos sismorresistentes del capítulo 21 de la Norma E.060, numeral 21.9, referente a Muros Estructurales de Concreto Reforzado.

Se toma como ejemplo el diseño de la placa PL-01 (12.85x0.15), que se encuentra en el eje A del limite de propiedad.

11.1. Refuerzo distribuido vertical y horizontal mínimos.

La norma E.060, numeral 11.10.7, establece que cuando la cortante última V_u sea menor que $0.27\sqrt{f'_c} \times A_{cw}$ (en kg/cm^2), el refuerzo distribuido será de acuerdo con los siguientes mínimos:

- La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0.002
- La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0.0015

El espaciamiento del refuerzo en cada dirección no deberá exceder de tres veces el espesor del muro ni de 40cm.

Así mismo, si la relación entre la altura total y el largo de la placa [hm/lm] no excede de 2.0, la cuantía de refuerzo vertical ρ_v , no debe ser menor que la cuantía de refuerzo horizontal ρ_h , numeral 21.9.5.2 de la norma E.060; por lo tanto, tenemos que para el acero de refuerzo vertical como para el horizontal la cuantía mínima será: $\rho \geq 0.002$

Cuando el espesor del muro sea mayor que 20cm deberá distribuirse el refuerzo horizontal y vertical por cortante en las dos caras del muro.

Cuando el muro tiene un espesor menor se recomienda una capa de refuerzo vertical y horizontal, que se ubique en el centro de la placa, con el fin de evitar aglomeración de refuerzo.

11.2. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Se colocará el refuerzo vertical distribuido a lo largo de la longitud del muro y concentrado en los extremos y en las zonas donde llegan vigas perpendiculares al plano de la placa.

Del análisis estructural, se tiene las siguientes combinaciones de cargas y momentos actuantes, se verificara que los pares de carga y momento flector último sean menores a los resistidos por la sección, es decir se encuentren dentro del diagrama de interacción.

RESUMEN DE CARGAS PLACA PL1

Story	Pier	Load	Loc	P (tn)	M2 (tn.m)	M3 (tn.m)
PISO1	PL1	MUERTA-SQ	0	143.89	38.62	3.9
PISO1	PL1	VIVA	0	23.78	12.15	0.8
PISO1	PL1	SISMOX MAX	0	76.91	14.59	2.02
PISO1	PL1	SISMOY MAX	0	3.4	737.81	0.29

El refuerzo vertical repartido a lo largo de la placa deberá tener una cuantía mayor a la mínima establecida anteriormente. Con el refuerzo distribuido en la sección se construye el diagrama de interacción.

Calcularemos el acero mínimo considerando un ancho de 1.00m.

$$A_{s_{min}} = 0.002 \times t \times h = 0.002 \times 15 \times 100 = 3.00 \text{ cm}^2/ml$$

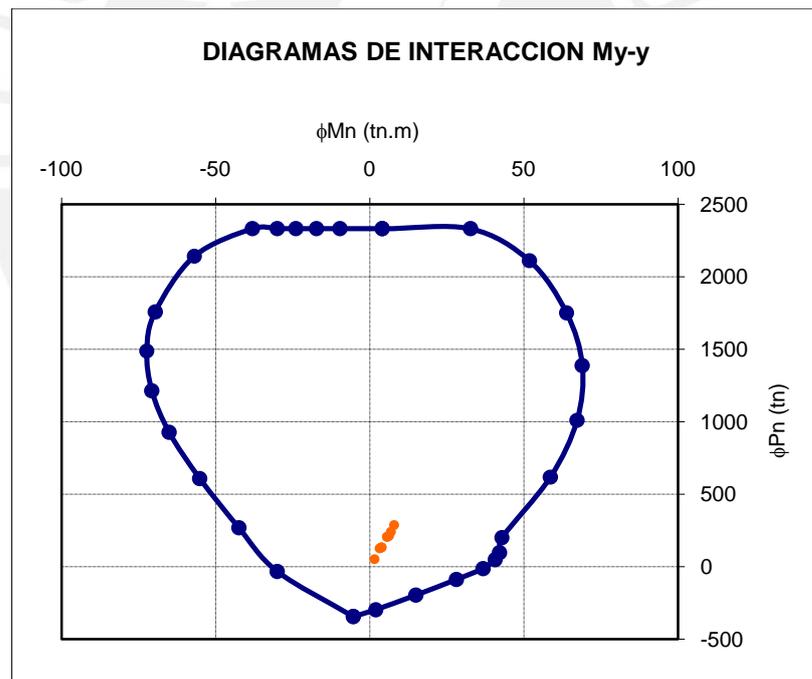
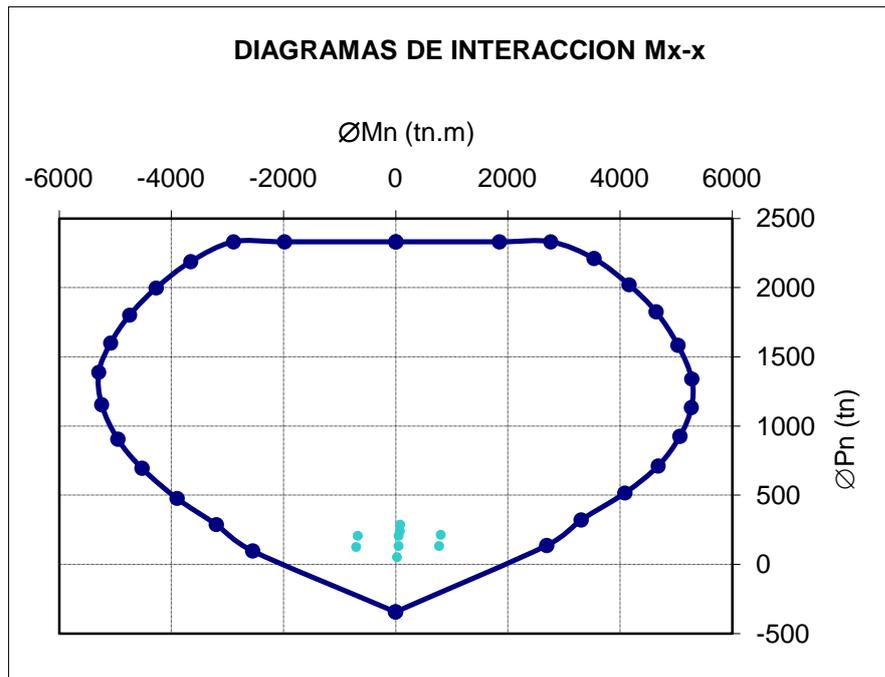
Es así que tenemos la siguiente distribución de acero:

Extremos confinados: $\rho_{col}=1\%$ (10 \emptyset 5/8",8 \emptyset 5/8")

Refuerzo vertical distribuido: 1 \emptyset 3/8"@0.20m ($A_{s_{col}}=3.55\text{cm}^2$)

Para esta distribución de acero se obtiene el siguiente diagrama de interacción nominal y de diseño, conjuntamente con las combinaciones ultimas (P_u, M_u), para cada dirección.

Combinaciones	P_u (tn)	M_{xx} (tn.m)	M_{yy} (tn.m)
1.4CM+1.7CV	241.9	74.71	6.8
1.25(CM+CV)+CSx	286.5	78.11	7.9
1.25(CM+CV)-CSx	132.7	48.91	3.9
0.9CM+CSx	206.4	49.31	5.5
0.9CM-CSx	52.6	20.21	1.5
1.25(CM+CV)+CSy	213.0	801.31	6.2
1.25(CM+CV)-CSy	206.2	-674.31	5.6
0.9CM+CSy	132.9	772.61	3.8
0.9CM-CSy	126.1	-703.11	3.2



Como se observa en el diagrama, los pares de carga axial y momento flector satisfacen los requerimientos de flexocompresión.

En las zonas donde llegan las vigas perpendiculares, el diseño de los núcleos confinados se realizó bajo los mismos requerimientos del diseño de columnas, capítulo X.

11.3. DISEÑO POR CORTANTE

Se basa en las disposiciones especiales para muros de corte, numeral 11.10 de la Norma E.060, donde se indica:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (\text{en todas las secciones del elemento})$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{aporte del concreto + aporte del refuerzo en el alma})$$

Así mismo, la resistencia nominal V_n , no deberá exceder de:

$$V_{n_{max}} \leq 2.6\sqrt{f'_c} \times A_{cw}$$

Donde: A_{cw} – representa el área de corte de la sección transversal del muro ($t \times d$)
 d – peralte efectivo del elemento, puede considerarse como 0.8 l_m .

Además, la contribución del concreto V_c , no deberá exceder de:

$$V_c \leq A_{cw} (\alpha_c \sqrt{f'_c})$$

Donde: α_c – es 0.8 para $[h_m/l_m] \leq 1.5$; 0.53 para $[h_m/l_m] \geq 2.0$ y varía linealmente entre 0.8 y 0.53 para $[h_m/l_m]$ entre 1.5 y 2.0.

l_m – longitud total del muro.

h_m – altura total del muro.

Para diseñar por cortante la exigencia crítica es proporcionar mas resistencia por cortante que por flexión, es así que la Norma E.060, numeral 21.9.5, menciona que la fuerza cortante de diseño V_u , deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro, mediante la siguiente expresión:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Donde: V_{ua} – cortante último proveniente del análisis

M_{ua} – momento último proveniente del análisis

M_n – momento nominal resistente del muro, calculado con los aceros realmente colocados, asociado a la carga P_u . El cociente M_n/M_{ua} no debe tomarse mayor que el cociente de reducción (R) utilizado en la determinación de las fuerzas laterales de sismo.

Para la placa PL1(12.03X0.15), tenemos los siguientes valores, para las combinaciones de carga anteriores de P_u , que tiene el máximo M_n asociado.

Calculo de la cortante de diseño:

combinacion	P_{ua} (tn)	M_{ua} (tn.m)	M_n (diagrama)	M_n/M_{ua}	V_u act (tn)	V_u diseño (tn)
1.25(CM+CV)+CSx	286.50	78.05	3,193.30	40.91	106.49	479.21

Se obtiene que el máximo momento nominal es $M_n=3,193.30\text{tn.m}$, asociado a la carga $P_{u_a}=286.50\text{tn}$ (corresponde a la combinación: $1.25(\text{cm}+\text{cv})+\text{cs}_x$, que nos da la cortante ultima de diseño $V_u=479.21\text{tn}$.

Se verifica que el V_u sea menor a la máxima resistencia nominal de la sección ϕV_n :

$$V_u = 479.21 \leq \phi V_{n_{max}} = 0.85 \times 2.6 \times \sqrt{210} \times 15 \times \frac{0.8 \times 1285}{1000} = 493\text{tn} \text{ ok!}$$

La contribución del concreto V_c , será:

Para: $[h_m/l_m] = [11.70/12.85] \leq 1.5 \rightarrow \alpha_c = 0.8$

$$V_c = (15 \times 0.8 \times 1285) \times (0.8 \times \sqrt{210})/1000 = 178.77\text{tn}$$

El cortante resistido por el refuerzo V_s , será:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{479.21}{0.85} - 178.8 = 384.98 \text{ tn}$$

11.3.1. Refuerzo horizontal

Si $V_u > \phi V_c$, se deberá proveer refuerzo por corte. La norma E.060, numeral 11.10.10.1, menciona que la resistencia V_s se calculará mediante la siguiente expresión:

$$V_s = A_{cw} \times \rho_h \times f_y \rightarrow \rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} \times f_y}$$

Donde: ρ_h – cuantía de refuerzo horizontal para cortante con espaciamiento s
 $\rho_h \geq 0.0025$

El espaciamiento del refuerzo horizontal no deberá ser menor que:

- Tres veces el espesor del muro (3t)
- 40cm

Para la placa en diseño PL-01, tenemos:

$$\rho_h = \frac{384.98 \times 1000}{(15 \times 0.8 \times 1285) \times 4200} = 0.0059$$

Considerando un refuerzo horizontal de $1\phi 1/2"$, el espaciamiento será, para 1m de ancho:

$$s_h = \frac{1.29}{0.0059 \times 100 \times 15} \cong 0.15\text{m}$$

11.3.2. Refuerzo vertical

La cuantía de refuerzo vertical para cortante, ρ_v , no necesita ser mayor que el refuerzo horizontal requerido ρ_h y no debe ser menor que:

$$\rho_{v_{min}} = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

El espaciamiento del refuerzo vertical no deberá ser menor que:

- Tres veces el espesor del muro (3t)
- 40cm

Así tenemos para la placa PL-01:

$$\rho_h = 0.00594$$

$$\rho_{v_{min}} = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{1170}{1285} \right) (0.00594 - 0.0025) = 0.0052 \geq 0.0025$$

Considerando un refuerzo vertical de $1\phi 1/2''$, el espaciamiento será, para 1m de ancho:

$$s_v = \frac{1.29}{0.0052 \times 100 \times 15} \cong 0.15m$$

El diseño por corte de los núcleos confinados se realizó bajo los mismos requerimientos del diseño de columnas, capítulo X, para los pisos superiores se disminuye la cuantía ya que los esfuerzos se reducen.

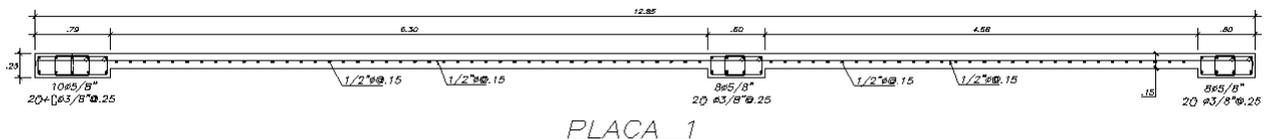
Finalmente tenemos el siguiente diseño para la placa PL-01, en el 1er piso

Extremos confinados: $(10\phi 5/8'', 8\phi 5/8'')$

Apoyos de vigas se colocaran: $(8\phi 5/8'')$

Refuerzo vertical distribuido: $1\phi 1/2'' @ 0.15m$

Refuerzo horizontal distribuido: $1\phi 1/2'' @ 0.15m$



CAPITULO XII

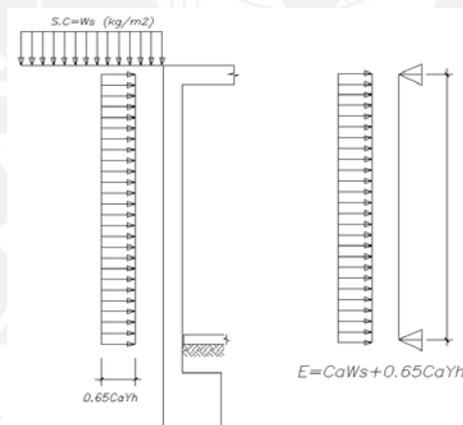
DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO

Los muros de sótano se diseñaran para resistir el empuje del suelo y en ocasiones para caras verticales que le llegan de la superestructura. De acuerdo a la relación entre las rigideces de los elementos que le sirven de apoyo, este se puede considerar simplemente apoyado o empotrado en los extremos, ya que en la parte superior se encuentran restringidos por la losa de techo del sótano y en la parte inferior por la cimentación.

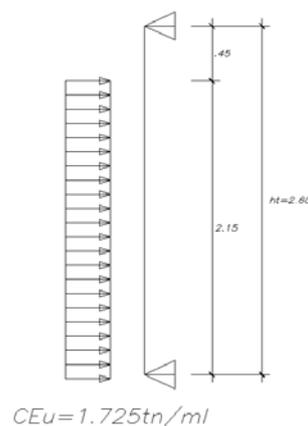
El diseño de muro de sótano esta gobernado básicamente por las cargas perpendiculares al plano del muro, llamado empuje de los suelos en reposo, así como de las cargas verticales y horizontales provenientes de los pisos superiores de la estructura.

12.1. CARGAS PERPENDICULARES AL PLANO

Basándonos en la metodología de diseño expuesta en el libro Diseño de Estructuras de Concreto Armado del Ing. Teodoro Harmsen⁽⁴⁾, podemos tener la siguiente idealización del diagrama de presiones de un muro de sótano, para tener el máximo momento se considero el muro simplemente apoyado en los extremos.



En nuestro caso, tenemos un desnivel de 0.45m, entre nivel de la calle y el piso terminado del sótano, por lo que tendremos el siguiente escenario.



12.1.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Datos del terreno:

- Grava arenosa, típica de lima: $\gamma = 2,000 \text{ kg/m}^3$
 $\phi = 30^\circ$
 $Ca = (1 - \text{sen}\phi)/(1 + \text{sen}\phi) = 0.33$
 $Ws = 250 \text{ kg/m}^2$

Calculo del empuje total del terreno (CE):

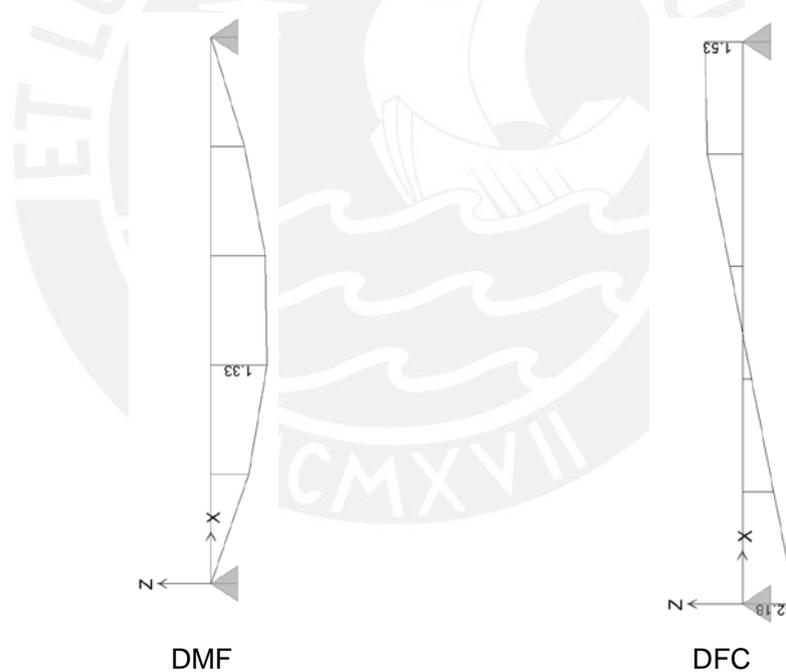
$$CE_{\text{terreno}} = \text{Empuje terreno} + \text{Empuje de la s/c}$$

$$= 0.65 \times Ca \times \gamma \times h + Ca \times Ws$$

$$CE_{\text{terreno}} = 0.65 \times 0.33 \times 2,000 \times 2.15 + 0.33 \times 250 = 1,014 \text{ kg/ml}$$

Con las cargas amplificadas, para el diseño, tenemos, los siguientes diagramas:

$$CE_u = 1.7 \times CE_{\text{terreno}} = 1.7 \times 1015 \approx 1.725 \text{ tn/ml}$$



Con el máximo valor de momento flector, calculamos el área de acero vertical necesario mediante el uso de las fórmulas para secciones rectangulares, para ello consideramos un ancho tributario de 1.0m.

Para: $M_u = 1.37 \text{ tn.m} \rightarrow A_s = 2.30 \text{ cm}^2$
 $A_{s_{\text{min}}} = 0.0020 \times b \times t = 0.002 \times 100 \times 20 = 4.00 \text{ cm}^2$
 $A_{s_{\text{col}}} = 2\phi 3/8" @ 0.30 = 4.73 \text{ cm}^2$

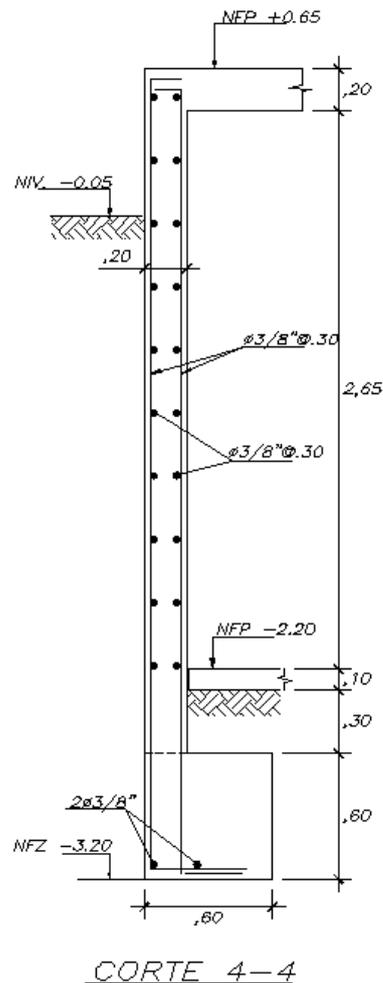
12.1.2. DISEÑO POR CORTANTE

Tenemos: $\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 14 = 9.14 \text{tn}$$

Se cumple que $\phi V_c > V_u = 2.18 \text{tn}$, el concreto es capaz de resistir todo el cortante último.

El diseño final para el muro de sótano, entre el eje 4 y 5, será el siguiente:



Este diseño es estrictamente para muros del sótano que no continúan hacia los pisos superiores como muros de corte, tal distinción se debe a que los requerimientos de resistencia a fuerza cortante y momento flector son mayores en el caso de muros de corte de los pisos superiores al llegar al nivel del sótano.

CAPITULO XIII

DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

13.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se procederá a dimensionar y diseñar todos los elementos que transmitirán las cargas del edificio hacia el terreno natural. Estas cargas (fuerzas, cortantes y momentos) producen un esfuerzo en el terreno, el cual no deberá exceder el esfuerzo admisible del terreno proporcionado por el estudio de suelos.

Para poder diseñar la cimentación de la estructura se debe adquirir la mayor información posible sobre las propiedades del suelo. Estas propiedades del terreno sobre el cual se piensa cimentar se obtienen a través de un estudio de mecánica de suelos. En la presente tesis se tienen los siguientes datos:

Perfil del suelo	: Tipo S1
Presión admisible del terreno (σ_{adm})	: 4.0 kg/cm ²
Peso unitario del suelo (γ)	: 2,000 kg/m ³
Angulo de fricción del terreno (Φ)	: 30°

Para el edificio en análisis se consideraron diferentes tipos de cimentaciones como: zapatas aisladas, zapatas conectadas, zapatas combinadas y cimientos de muros de sótano.

13.2. DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

Se toma como ejemplo el diseño de la zapata de la columna C1(25x60cm), que se encuentra en la intersección de los ejes 3 y D.

Los momentos y cargas axiales en servicio de la columna son:

	P (tn)	Mxx (tn.m)	Myy (tn.m)
carga muerta	104.48	4.22	0.42
carga viva	19.42	0.88	0.07
sismo XX	0.29	0.26	-
sismo YY	1.33	-	0.28
carga servicio	123.90	5.10	0.49
servicio+sismox	124.19	5.36	-
servicio+sismoy	125.23	-	0.77

13.2.1. Dimensionamiento de la Zapata

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

El área necesaria para la zapata (A) se obtiene estimando su peso propio como el 5% de las cargas en servicio (CM+CV), además la capacidad portante del suelo (σ) se reduce debido al peso del suelo sobre el nivel de la cimentación (γxh) y a la sobrecarga del piso del sótano (250kg/cm²), por tanto se tiene:

$$A_{necesaria} = \frac{1.05(P_{CM} + P_{CV})}{(\sigma - \gamma \times h - S/c)} = \frac{1.05(104.48 + 19.42)}{(40 - 2.0 \times 0.40 - 0.25)} = 3.34m^2$$

Con esta área se puede calcular las dimensiones de la zapata, si se asume volados "v" iguales a partir de los lados de la columna, entonces se tendrá una sección, que será:

$$L_x = 2v+a, \quad \text{donde } a=0.25m$$

$$L_y = 2v+b, \quad \text{donde } b=0.60m$$

Si se toma; $v=0.8m$

$$L_x = 2 \times 0.8 + 0.25 = 1.85m \quad \rightarrow \quad A_{colocada} = 4.07 m^2$$

$$L_y = 2 \times 0.8 + 0.60 = 2.20m$$

Con la sección definida, se verificaran los esfuerzos:

Verificación por cargas gravedad:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{L_y L_x^2} + \frac{6My}{L_y^2 L_x} \leq \sigma_{adm} = 40.0 \text{ tn/m}^2$$

Tenemos:

$$\sigma_x = \frac{1.05(123.90)}{1.85 \times 2.20} + \frac{6 \times 5.10}{2.20 \times 1.85^2} + \frac{6 \times 0}{2.20^2 \times 1.85} = 36.03 \leq 40 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_y = \frac{1.05(123.90)}{1.85 \times 2.20} + \frac{6 \times 0}{2.20 \times 1.85^2} + \frac{6 \times 0.49}{2.20^2 \times 1.85} = 32.29 \leq 40 \text{ tn/m}^2$$

Verificación por cargas de sismo:

La norma E.060, numeral 15.2.4, permite un incremento del 30% de la presión admisible en caso de verificar presiones incluyendo cargas de sismo, este por ser cargas temporales.

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6(Mx + Msx)}{L_y L_x^2} + \frac{6(My + Msy)}{L_y^2 L_x} \leq \sigma_{adm} \times 1.3 = 52.0 \text{ tn/m}^2$$

Tenemos:

$$\sigma_x = \frac{1.05(124.19)}{1.85 \times 2.20} + \frac{6 \times 5.36}{2.20 \times 1.85^2} + \frac{6 \times 0}{2.20^2 \times 1.85} = 36.31 \leq 52.0 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_y = \frac{1.05(125.23)}{1.85 \times 2.20} + \frac{6 \times 0}{2.20 \times 1.85^2} + \frac{6 \times 0.77}{2.20^2 \times 1.85} = 32.82 \leq 52.0 \text{ tn/m}^2$$

Verificación por flexión biaxial.

$$\sigma_{xy} = \frac{1.05(125.23)}{1.85 \times 2.20} + \frac{6 \times 5.36}{2.20 \times 1.85^2} + \frac{6 \times 0.77}{2.20^2 \times 1.85} = 37.09 \leq 52.0 \text{ tn/m}^2$$

13.2.2. Determinación de la reacción amplificada del suelo.

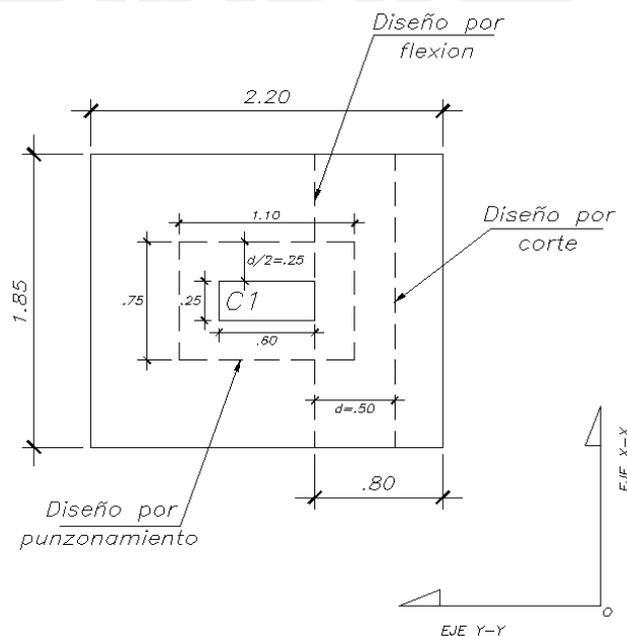
La presión última del suelo se hará utilizando el máximo esfuerzo obtenido de la verificación por cargas de gravedad, amplificándolas por 1.6 y por cargas de sismo, amplificándolas por 1.25.

Tenemos: $\sigma_{max_{gravedad}} = 36.03 \rightarrow \sigma_{u_{gravedad}} = 36.03 \times 1.60 = 57.65 \text{ tn/m}^2$

$\sigma_{max_{sismo}} = 37.09 \rightarrow \sigma_{u_{sismo}} = 37.09 \times 1.25 = 46.37 \text{ tn/m}^2$

El esfuerzo de diseño será el mayor de los dos casos: $\sigma_u = 57.65 \text{ tn/m}^2$

Para que el refuerzo de las columnas tenga una adecuada longitud de anclaje, se usa un espesor de zapata (h) de 0.60m, es decir se tiene un peralte efectivo (d) de 0.50m; en la siguiente figura se muestra las secciones de diseño para el análisis por punzonamiento, fuerza cortante y flexión de la zapata.



13.2.3. Diseño por punzonamiento

Se analiza el corte en las dos direcciones a la vez, encontrándose las cortantes en la sección crítica ubicada a $d/2$ de la cara de la columna. La zapata actúa como una losa en dos direcciones y el diseño se basa en las disposiciones de la norma E.060, numeral 11.12.2.1, donde menciona que la resistencia del concreto V_c debe ser el menor valor entre las siguientes expresiones:

$$i) \quad V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

Donde: b_o – perímetro de las sección crítica para cortante en losas y zapatas
 β - relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna

$$ii) \quad V_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

Donde: α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina.

$$iii) \quad V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

Cálculo de la cortante última V_u :

Tenemos a $d/2$ de la cara de la columna:

$$b_o = 2[(a + d) + (b + d)] = 2[(0.25 + 0.5) + (0.6 + 0.5)] = 3.7m$$

$$A_o = [(a + d) \times (b + d)] = [(0.25 + 0.5) \times (0.6 + 0.5)] = 0.825m^2$$

$$A' = Azap - A_o = 4.07 - 0.825 = 3.245m^2$$

$$\rightarrow \quad V_u = \sigma_u(Azap - A_o) = 57.65(3.245) = 187.06 \text{ tn}$$

Cálculo de la resistencia del concreto ϕV_c :

Tenemos:

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{0.6/0.25} \right) \sqrt{210} \times 370 \times 50 = 260.49 \text{ tn}$$

$$V_c = 0.27 \left(\frac{40 \times 50}{370} + 2 \right) \sqrt{210} \times 370 \times 50 = 536.04 \text{ tn}$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{210} \times 370 \times 50 = 284.20 \text{ tn}$$

La resistencia del concreto V_c debe ser el menor valor de las expresiones anteriores:

$$\rightarrow \quad \phi V_c = 0.85 \times 260.49 = 221.42 \text{ tn}$$

Por lo tanto se cumple: $V_u = 187.06 \leq \phi V_c$

13.2.4. Diseño por cortante

Con el peralte hallado anteriormente se verifica las cortantes a d de la cara de la columna o placa tomándose a la zapata como una viga.

Tenemos: $V_{ux} = \sigma_u \times L_y(v - d) = 57.65 \times 2.20 \times (0.8 - 0.5) = 38.05 \text{ tn}$
 $V_{uy} = \sigma_u \times L_x(v - d) = 57.65 \times 1.85 \times (0.8 - 0.5) = 31.99 \text{ tn}$

Si: $\phi V_{cx} = \phi 0.53 \times \sqrt{f'c} \times L_y \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 220 \times 50 = 71.81 \text{ tn}$
 $\phi V_{cy} = \phi 0.53 \times \sqrt{f'c} \times L_x \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 185 \times 50 = 60.39 \text{ tn}$

Por lo tanto se verifica que la cortante última en ambas direcciones no sobrepase la resistencia del concreto: $V_u \leq \phi V_c$

13.2.5. Diseño por flexión

Con el diseño por flexión, se conocerá el área del acero de refuerzo que necesita la zapata para soportar el momento de diseño de la sección crítica ubicada en la cara de los elementos verticales, las formulas utilizadas son las mismas que para el diseño de vigas.

Calculo del acero necesario por flexión:

$$M_{ux} = \sigma_u \frac{v_x^2 \times L_y}{2} \quad y \quad M_{uy} = \sigma_u \frac{v_y^2 \times L_x}{2}$$

$$M_{ux} = 57.65 \times \frac{0.8^2 \times 2.20}{2} = 40.58 \text{ tn.m} \rightarrow A_{scal} = 23.32 \text{ cm}^2 \text{ (1}\phi 3/4 \text{ @ } 0.25 \text{ m)}$$

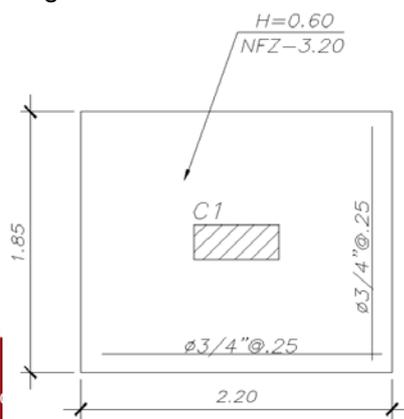
$$M_{uy} = 57.65 \times \frac{0.8^2 \times 1.85}{2} = 34.13 \text{ tn.m} \rightarrow A_{scal} = 19.61 \text{ cm}^2 \text{ (1}\phi 3/4 \text{ @ } 0.25 \text{ m)}$$

Las zapatas deberán cumplir con una cuantía mínima de acero por temperatura, para losas en volado la cuantía mínima según la Norma E.060, es:

$$A_{s \text{ min}_{inf_x}} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 220 \times 50 = 19.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}_{inf_y}} = 0.0012 \times b \times d = 0.0012 \times 185 \times 50 = 16.65 \text{ cm}^2$$

Con lo que se verifica que cumplimos con los mínimos permitidos. Finalmente la distribución final es la siguiente:

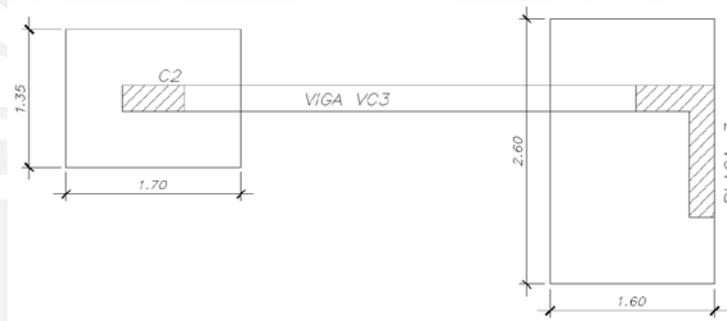


13.3. DISEÑO DE ZAPATA CONECTADA

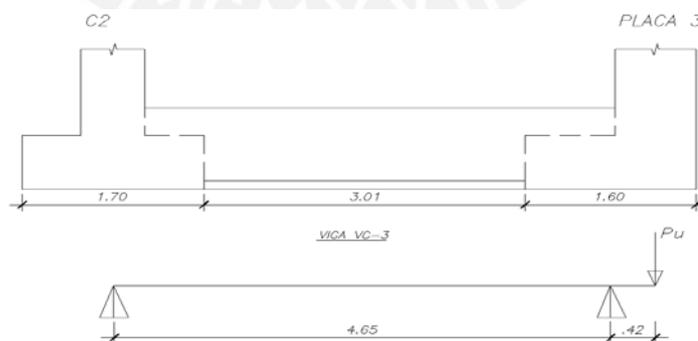
Este sistema consiste en 2 zapatas aisladas, una de ellas excéntrica que por lo general esta en el limite de propiedad, esta excentricidad genera presiones máximas muy elevadas que en la mayoría de los casos, no podrían ser resistidos por el suelo. Para eliminar el efecto de excentricidad, se conecta la zapata exterior con una zapata interior, la cual sirve de contrapeso, por medio de vigas de cimentación. Estas vigas absorberán los momentos generados por la excentricidad.

Asi mismo, se utilizaron vigas de cimentación para los cimientos de las placas laterales PL-01 y PL-02, con el propósito de controlar la excentricidad y también acortar el tramo libre entre apoyos, ya que el cimiento actúa como una losa maciza en dos direcciones, dos de sus bordes están confinados por las vigas de cimentación, asi como apoyado por un extremo por el muro del sótano y el último borde es libre.

Como ejemplo se diseñara la viga de cimentación **VC3** que se ubica en el eje B' y que conecta un extremo de la placa PL-03 y la columna interior C2.



13.3.1. Verificación de las dimensiones de las zapatas conectadas



La excentricidad de la carga se calcula tomando el ancho total de la zapata excéntrica en la dirección de la viga dividida entre 2 y se le resta el espesor de la placa.

$$e = \frac{1.6}{2} - \frac{0.76}{2} = 0.42m$$

Tabla de cargas de diseño:

	COL C-2		PLACA 3	
	P (tn)	M (tn.m)	P (tn)	M (tn.m)
carga muerta (cm)	65.43 ₁	0.68 ₁	52.43 ₁	6.98
carga viva (cv)	12.66 ₁	0.13 ₁	10.87 ₁	1.91
carga sismo (cs)	10.32 ₁	0.45 ₁	8.31 ₁	21.18
servicio (cm+cv)	78.09 ₁	0.81 ₁	63.3 ₁	8.89
servicio + sismo	88.41 ₁	1.26 ₁	71.61 ₁	30.07

Verificación por cargas gravedad:

Tomando momentos en el apoyo de la columna C2, tenemos:

$$R_{placa} \times 4.65 + 0.81 + 8.89 = 63.3 \times (4.65 + .42)$$

$$R_{placa} = 66.93 \text{ tn}$$

Aplicando Σ fuerzas verticales, tenemos:

$$R_{col} + R_{placa} = 78.09 + 63.3$$

$$R_{col} = 74.46 \text{ tn}$$

Finalmente:

$$\sigma_{col} = R_{col}/A_{col} = 74.46/(1.35 \times 1.70) = 32.44 < \sigma_{adm} = 40 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{placa} = R_{placa}/A_{placa} = 66.93/(2.60 \times 1.60) = 16.08 < \sigma_{adm} = 40 \text{ tn/m}^2$$

Verificación por cargas de sismo:

Tomando momentos en el apoyo de la columna C2, tenemos:

$$R_{placa} \times 4.65 + 1.26 + 30.07 = 71.61 \times (4.65 + .42)$$

$$R_{placa} = 71.34 \text{ tn}$$

Aplicando Σ fuerzas verticales, tenemos:

$$R_{col} + R_{placa} = 88.41 + 71.61$$

$$R_{col} = 88.68$$

Finalmente:

$$\sigma_{col} = R_{col}/A_{col} = 88.68/(1.35 \times 1.70) = 38.64 < \sigma_{adm} = 52 \text{ tn/m}^2$$

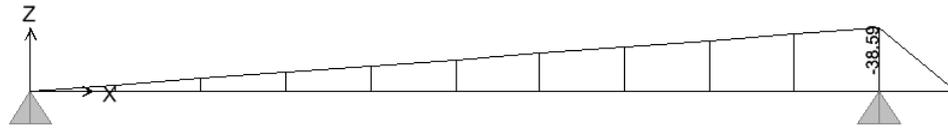
$$\sigma_{placa} = R_{placa}/A_{placa} = 71.34/(2.60 \times 1.60) = 17.15 < \sigma_{adm} = 52 \text{ tn/m}^2$$

13.3.2. Diseño de la viga de cimentación

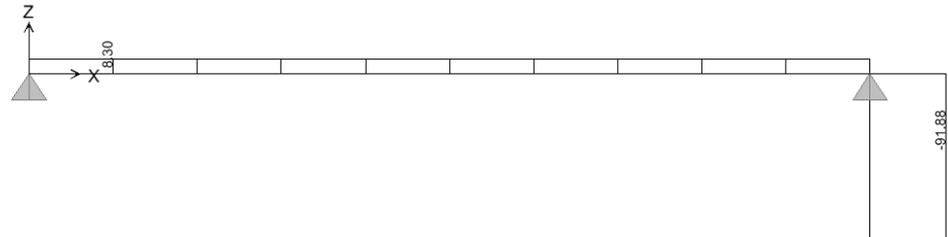
A continuación se muestra el diagrama de momento flector y cortante para la combinación última de la carga de la placa.

Tenemos: $P_u = 1.4cm + 1.7cv = 1.4 \times 52.43 + 1.7 \times 10.87 = 91.88 \text{ tn}$

DMF



DFC



Dimensionamiento de la viga de cimentación

Para el pre dimensionamiento de la viga se asume la siguiente regla práctica, que luego será verificada con el requerimiento de acero:

Tenemos: $h=L/7$ Donde: L – luz libre entre apoyos de la viga de cimentación
 $h=4.65/7=0.66m$, tomamos: $h=0.80m$ y $b=0.25m$

13.3.2.1. Diseño por flexión

Tenemos: $M_u=38.59 \text{ tn.m}$

Para: $b=0.25m$, utilizando las mismas formulas de vigas, $A_{s_{req}}= 15.54\text{cm}^2$
 $h=0.80m$ $A_{s_{col}}= 2\phi 3/4'' \text{ corrido}+$
 $d=0.73m$ $2\phi 1'' \text{ bastón}$

Como se trata de una viga con peralte grande, la norma indica que se debe colocar acero distribuido a lo largo del alma de la viga.

Para este caso se colocaron: $2\phi 3/8'' @30\text{cm}$ a lo largo del alma.

13.3.2.2. Diseño por cortante

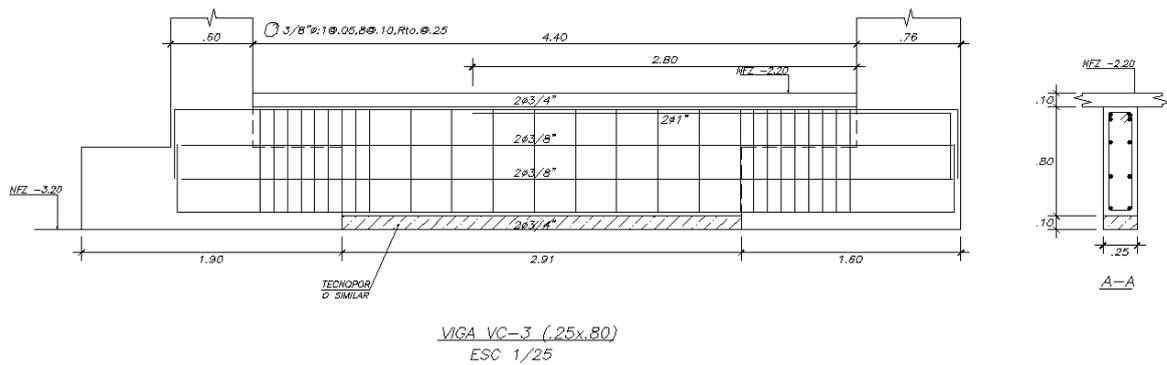
Tenemos: $V_{u_{max}}=8.30\text{tn}$ (en el tramo de la viga)

El aporte del concreto V_c , para elementos sometidos a cortante y flexión, viene dado por:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 0.53\sqrt{210} \times 25 \times 70 = 13.44 \text{ tn} > V_u$$

Finalmente se usaran estribos mínimos: $@0.25m$.

El diseño final de la viga de cimentación VC-01 quedó de la siguiente manera:



13.4. DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA

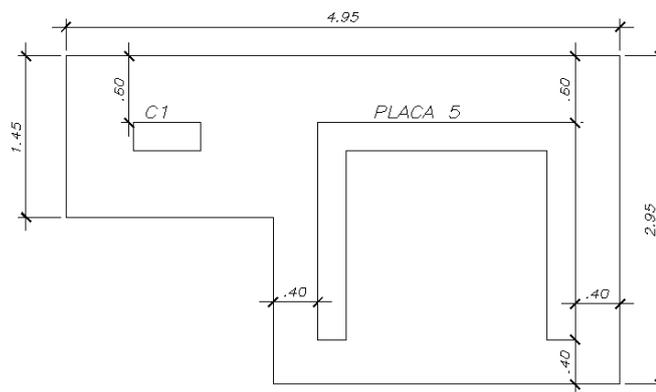
Consiste en 2 o mas elementos, ya sean columnas y/o placas que comparten la misma zapata. Generalmente tienen su origen en alguna de las siguientes razones:

- a) Cuando dos columnas se encuentran muy próximas por lo que se superponen sus zapatas.
- b) Para controlar los momentos en una columna en el limite de propiedad.

A continuación se muestra el diseño de la zapata combinada del eje C y el tramo 3-4, para lo cual se siguió la metodología de diseño expuesta en el libro Diseño de Estructuras de Concreto Armado del Ing. Teodoro Harmsen⁽⁴⁾.

13.4.1. Dimensionamiento de la Zapata:

En la siguiente figura se presenta el esquema de la zapata combinada de la columna C-1 y la PLACA PL-5, las dimensiones son iniciales que luego se verificaran con las cargas.



Cargas de Diseño:

	COL C-1 P (tn)	PLACA 5 P (tn)
carga muerta (cm)	74.53	166.43
carga viva (cv)	13.49	28.61
servicio (cm+cv)	88.02	195.04

Verificación de las dimensiones iniciales de la zapata combinada:

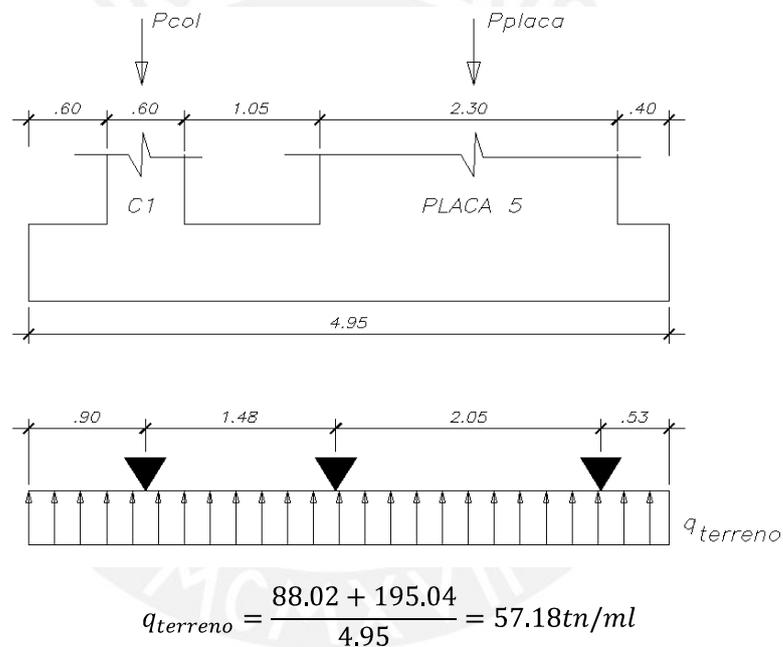
$$A_{necesaria} = \frac{1.05(\sum P_{servicio})}{(\sigma - \gamma \times h - S/c)} = \frac{1.05(88.02 + 195.04)}{(40 - 2.0 \times 0.40 - 0.25)} = 7.63m^2 < A_{colocada} = 11.80m^2$$

Por lo tanto las dimensiones iniciales son las adecuadas por cargas de gravedad.

13.4.2. Determinación de la reacción amplificada del suelo:

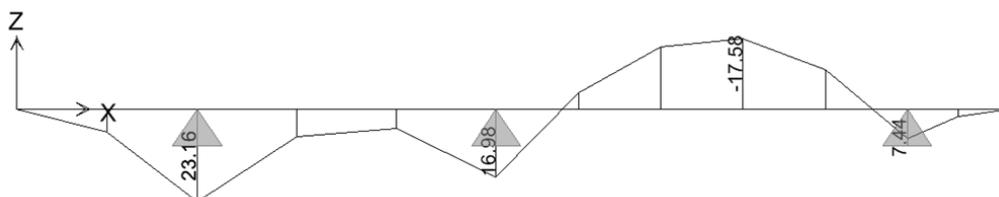
Se puede obtener amplificando las fuerzas de cada elemento independientemente. Sin embargo la relación entre la carga muerta y la carga viva es diferente en la columna que la placa y por tanto la resultante de las cargas amplificadas no actuara en el centro de gravedad de la cimentación. Para evitar este inconveniente se recomienda trabajar con las cargas y reacciones sin amplificar y amplificar los momentos y fuerzas cortantes que se obtengan.

De esta manera, tenemos:

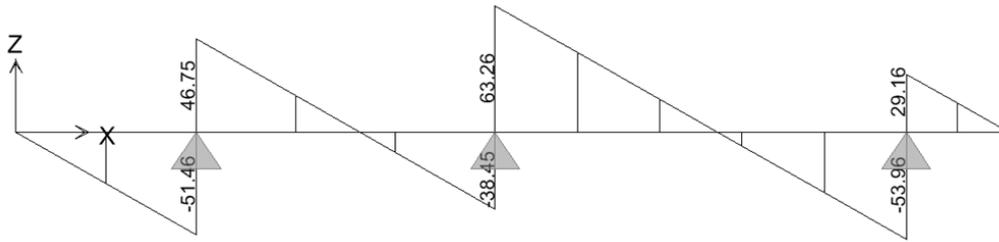


A continuación se presenta el diagrama de momento flector y cortante de la zapata para la carga del terreno.

DMF



DFC



Calculo del factor de amplificación de cargas, para el diseño:

$$f = \frac{\sum Pu}{\sum P_{servicio}} = \frac{1.4 \times (74.53 + 166.43) + 1.7 \times (13.49 + 28.61)}{88.02 + 195.04} = 1.44$$

13.4.3. Diseño por flexión

Con el diseño por flexión, se conocerá el área del acero de refuerzo que necesita la zapata para soportar los momentos, las formulas utilizadas son las mismas que para el diseño de vigas.

Calculo del acero necesario por flexión:

Para una zapata de $h=0.80m$, tenemos:

$$Mu_{inf} = 1.44 \times 23.16 = 33.35 \text{ tn.m} \rightarrow As_{cal} = 12.33 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (As_{col} = 1\emptyset 3/4" @ 0.20m)$$

$$Mu_{sup} = 1.44 \times 17.58 = 25.31 \text{ tn.m} \rightarrow As_{cal} = 9.90 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (As_{col} = 1\emptyset 5/8" @ 0.20m)$$

Las zapatas deberán cumplir con una cuantía mínima de acero por temperatura, para losas en volado la cuantía mínima según la Norma E.060, es:

$$As_{min_{inf}} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 70 = 12.6 \text{ cm}^2 \text{ ok!}$$

13.4.4. Diseño por cortante

Con el peralte hallado anteriormente se verifica las cortantes a d de la cara de la columna o placa tomándose a la zapata como una viga.

Tenemos:

$$Vu_{maxplaca} = 1.44 \times 52.7 = 75.9 \text{ tn}$$

$$Vu_{maxcol} = 1.44 \times 35.7 = 51.4 \text{ tn}$$

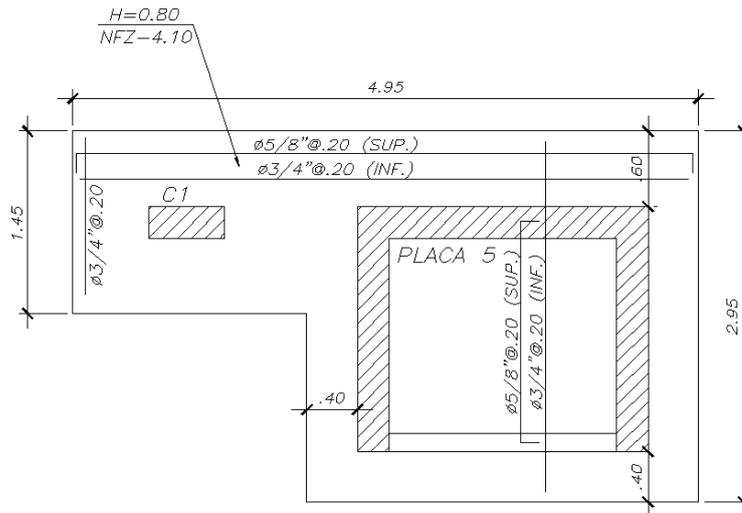
Si:

$$\emptyset Vc_{placa} = \emptyset 0.53 \times \sqrt{f'c} \times L \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 295 \times 70 = 134.8 \text{ tn}$$

$$\emptyset Vc_{col} = \emptyset 0.53 \times \sqrt{f'c} \times L \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 145 \times 70 = 66.26 \text{ tn}$$

Por lo tanto se verifica que la cortante última en ambos casos no sobrepase la resistencia del concreto: $Vu \leq \emptyset Vc$

El diseño final de la zapata conectada es como sigue:



CAPITULO XIV

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES

14.1. DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras son elementos estructurales que conectan los diferentes pisos de una edificación y que trabajan generalmente como losas armadas en una dirección.

En nuestro caso las escaleras tendrán las siguientes características:

- Pasos (p) = 25.0cm
- Contrapasos (cp) = 17.5cm
- Garganta (t) = 15.0cm
- Ancho = 120cm

Metrado de cargas

Tramo descanso (tn/m)

		carga	ancho	alto	
CM	Peso propio losa	2.4	1	0.2	0.48
	Peso piso terminado	0.1	1		0.1
				Wd =	0.58 tn/m

CV	s/c viviendas	0.2	1		0.2
				WI =	0.2 tn/m

Tenemos : Cargas de Servicio (CM + CV) $Ws = 0.78$ tn/m
 Cargas Ultimas (1.4CM+1.7CV) $Wu = 1.15$ tn/m

La formula para calcular el peso propio (Wpp) del tramo inclinado donde interviene los peldaños de la escalera es:

$$W_{pp} = \gamma \times \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right] = 2.4 \times \left[\frac{0.175}{2} + 0.15 \times \sqrt{1 + \left(\frac{0.175}{0.25}\right)^2} \right] = 0.65 \text{tn/m}^2$$

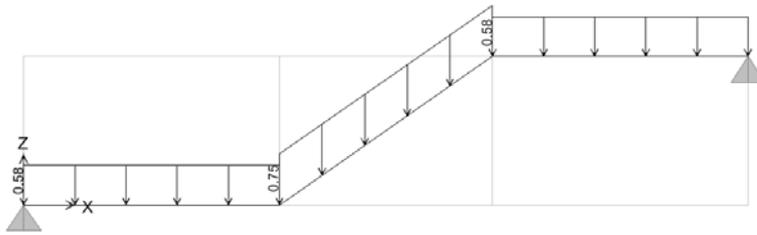
Tramo inclinado (tn/m)

		carga	ancho	alto	
CM	Peso propio losa	0.65	1		0.65
	Peso piso terminado	0.1	1		0.1
				Wd =	0.75 tn/m

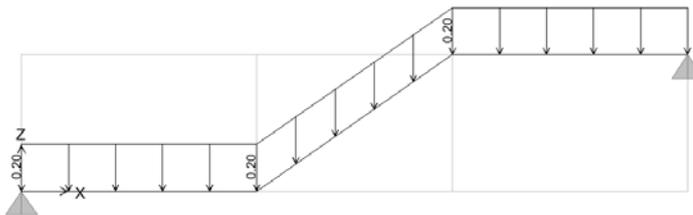
CV	s/c viviendas	0.2	1		0.2
				WI =	0.2 tn/m

Tenemos : Cargas de Servicio (CM + CV) $Ws = 0.95$ tn/m
 Cargas Ultimas (1.4CM+1.7CV) $Wu = 1.39$ tn/m

cm



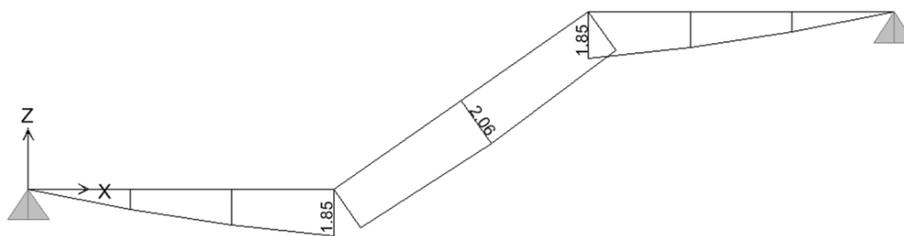
cv



Diseño por flexión

Las escaleras fueron concebidas como lasas macizas armadas en una dirección. Por lo tanto, en el diseño por flexión se determinara el refuerzo longitudinal, mientras que el refuerzo perpendicular se hallara por cuantía mínima que debe tener la losa ($\rho_{min}=0.0012$). Para el calculo del $A_{s\text{ necesario}}$, se considerara una base igual a 100cm y un peralte efectivo de 17cm ($A_{s\text{ min}}=2.04\text{cm}^2$, $A_{s\text{ col}}=\phi 3/8''@0.25\text{m}$).

DMF (U=1.4CM+1.7CV)



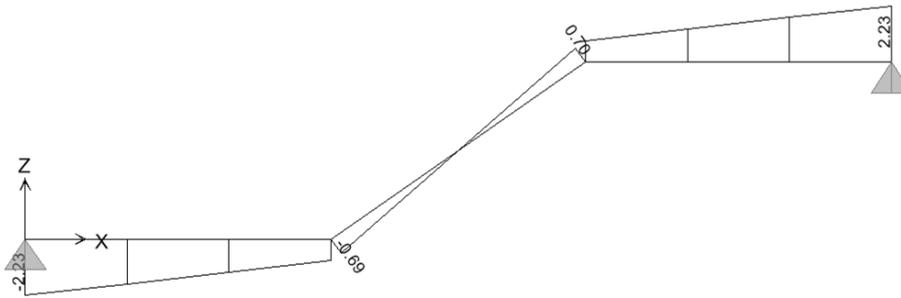
Calculo del refuerzo:

apoyo	1	2
M_u (tn.m)	1.85	2.06
a	0.69	0.77
A_s (cm ²) calculado	2.94	3.28
Varillas (ϕ)	5 $\phi 3/8''$	5 $\phi 3/8''$
A_{s+} (cm ²) colocado	3.55	3.55

Diseño por cortante

La fuerza cortante última (V_u) tendrá que ser menor o igual que la fuerza cortante provista por el concreto, pues el acero de refuerzo no se considera resistente a la fuerza cortante. Entonces:

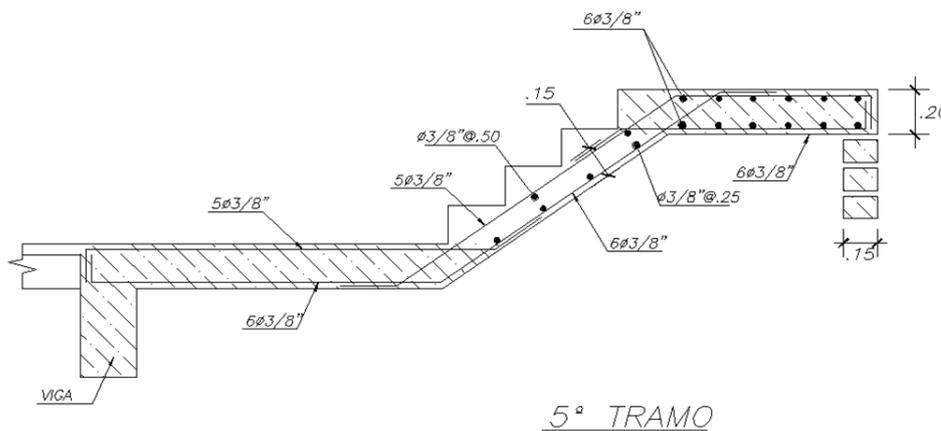
DFC ($U=1.4CM+1.7CV$)



Verificación por cortante

apoyo	1	2
V_u (tn)	2.23	0.70
ϕV_c (tn)	11.10	11.10
verificación	ok	ok

Finalmente el diseño del ultimo tramo de la Escalera 2, es:



ESCALERA - 2
S/C=200 Kg/m²

Evidentemente lo que se está haciendo es un diseño muy conservador y simplificado, lo cual es práctica común en el diseño de escaleras ya que es preferible tener una escalera sobredimensionada ya que cuando ocurren los movimientos sísmicos se pueden generar esfuerzos adicionales que normalmente no se cuantifican.

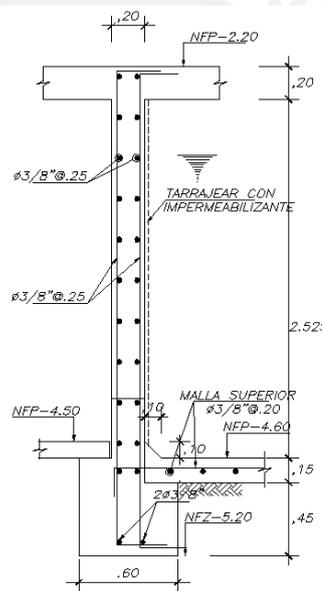
14.2 DISEÑO DE LA CISTERNA

Por ser la cisterna una estructura retenedora de líquido, se debe cumplir que la cuantía mínima para el refuerzo horizontal es 0.0028, esto para garantizar que no habrá fisuras con anchos que superen los mínimos permitidos. Como en el caso de los muros laterales del sótano, el diseño de las paredes de la cisterna esta gobernado por el acero mínimo, ya que los momentos debido a las cargas, dan cuantías menores a la cuantía mínima.

Entonces el acero mínimo requerido, considerando un espesor de 20cm, con el propósito de colocar refuerzo en ambas caras y tener un adecuado recubrimiento por ser una estructura en contacto con el agua será:

$$A_{s_{min}} = 0.0028 \times 100 \times 20 = 5.6 \text{ cm}^2 \quad (A_{s_{col}} = 2\emptyset 3/8" @ 0.25m)$$

Este refuerzo será colocado tanto horizontalmente como verticalmente.



14.3. DISEÑO DEL CUARTO DE MAQUINAS DEL ASCENSOR.

El cuarto de maquinas esta conformado por la extensión de las dos placas del ascensor PL-05, que han sido diseñadas en el capítulo VII.

En dichas placas el cortante de diseño resulta ser menor de $0.5\phi V_c$, por lo que se podrá colocar la cuantía mínima exigida para muros, $p_h=0.0020$ y $p_v=0.0015$.

$$A_{s_h} = 0.0020 \times 25 \times 100 = 5.0 \text{ cm}^2 \quad (A_{s_{col h}} = 2\emptyset 3/8" @ 0.25m)$$

$$A_{s_v} = 0.0015 \times 25 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2 \quad (A_{s_{col v}} = 2\emptyset 3/8" @ 0.30m)$$

Se decidió mantener la misma cuantía tanto horizontal como vertical para las extensiones de la placa PL-05, en el cuarto de maquinas. Las demás paredes serán de tabiques de ladrillo.

CAPITULO XIV
DISEÑO DE CALZADURAS

Las calzaduras son estructuras provisionales que se diseñan y construyen para sostener las cimentaciones vecinas y el suelo de la pared expuesta, producto de las excavaciones efectuadas. Su función es la de prevenir fallas por inestabilidad o asentamiento excesivo y mantener la integridad del terreno colindante y de las obras existentes en él, mientras se llevan a cabo las obras de sostenimiento definitivas.

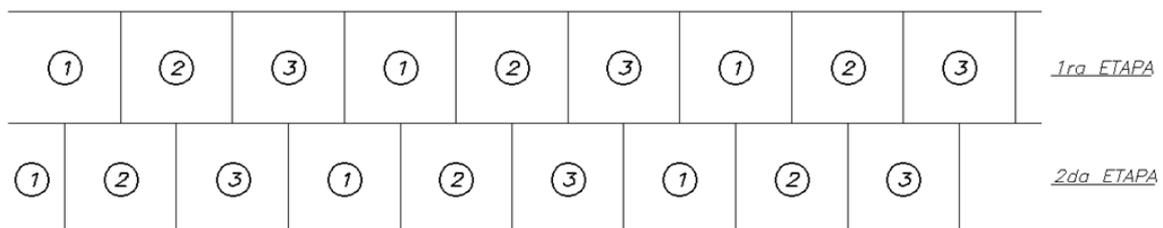
En este contexto, las obras de calzaduras tienen un carácter temporal ya que su función de contension y confinamiento será asumida definitivamente por la nueva construcción.

15.1. ANTECEDENTES

La Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones, en su artículo 33.1, establece que las excavaciones verticales de mas de 2.0m de profundidad requeridas para alcanzar los niveles de cimentación de los sótanos, no deben permanecer sin sostenimiento. Por tal motivo, se realizó el diseño de una calzadura debajo de la edificación vecina.

Las calzaduras están constituidas por paños de concreto que se construyen alternadamente y progresivamente. El ancho de las calzaduras debe ser inicialmente igual al ancho del cimiento por calzar y debe irse incrementando con la profundidad. Las calzaduras deben ser diseñadas para las cargas verticales que la estructura soporta y para poder tomar las cargas horizontales que le induce el suelo.

Las calzaduras están constituidas por una serie de franjas horizontales, cada una de las cuales se hace en paños alternados, los cuales a su vez están traslapados respecto a las filas contiguas inferiores (ver elevación típica).



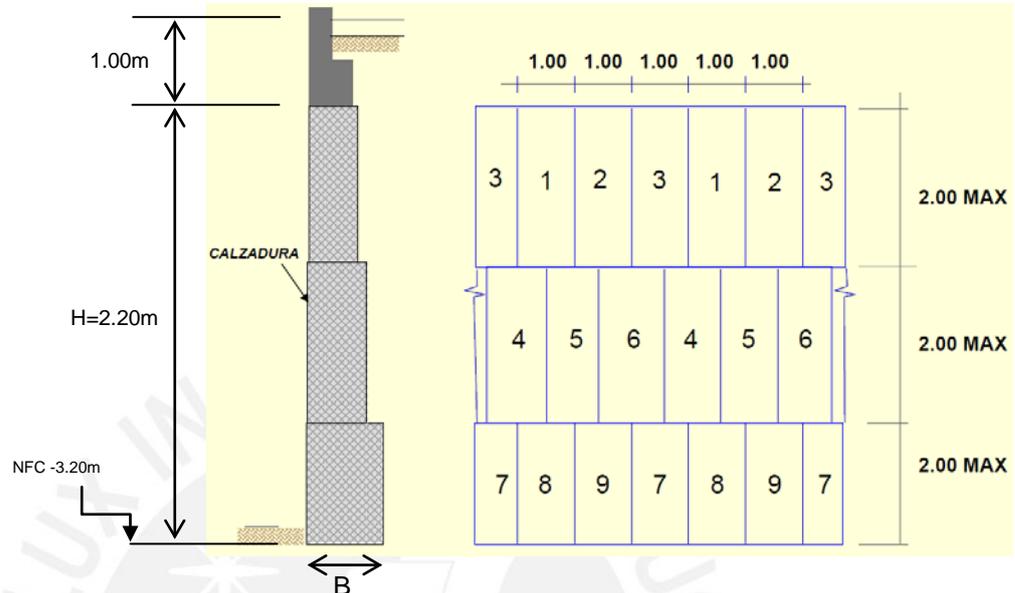
ELEVACION TIPICA DE CALZADURA

NOTA LOS NUMEROS INDICAN LA SECUENCIA EN EL PROCESO CONSTRUCTIVO

Para el diseño de la calzadura, se supuso que la edificación vecina es una vivienda de un piso, para el cual se ha considerado que el techo que se apoya en el muro tiene una luz de 3.0m y un peso por área tributaria de 1.0tn/m².

15.2 DISEÑO DE LA CALZADURA

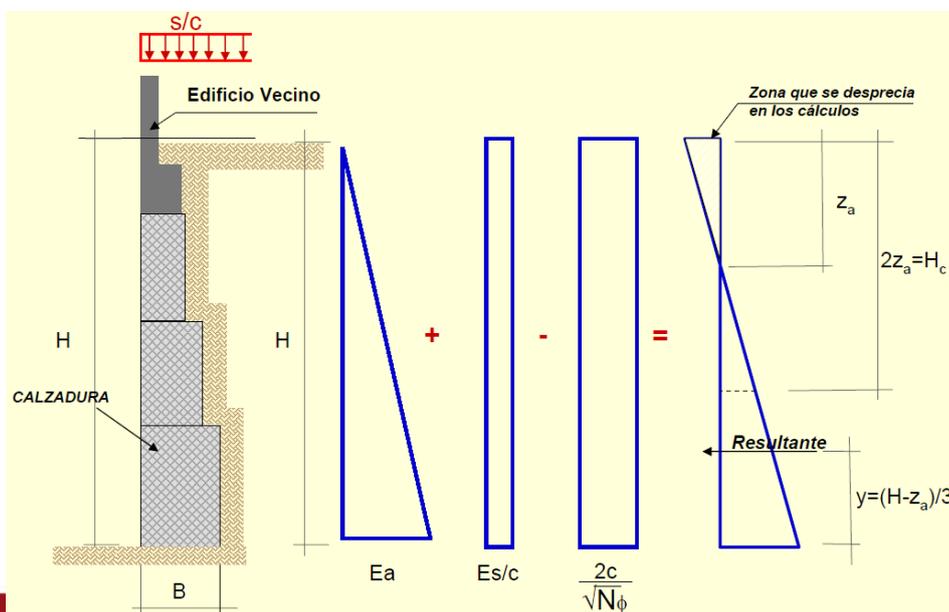
Para el dimensionamiento de los paños, se siguió la recomendación del Asesor los cuales deberían ser según el esquema que se presenta.



Como se tiene una altura de la calzadura de 2.20m, esta se hara en dos franjas de 1.10m de altura cada una, es decir en dos etapas con paños de 1.10x1.0 intercalados.

Para el dimensionamiento del ancho de la calzadura, se partió de asignarle en la parte superior (1ra epata), un espesor igual al de la cimentación vecina (50cm) y conforme la profundidad aumentaba, este espesor fue creciendo, de manera que se tuviera un elemento escalonado. Posteriormente se hacen los cálculos para determinar el ancho B de la base (2da etapa); primero considerando un factor de cohesión de 0 y posteriormente de 0.2 kg/cm^2 .

A continuación se presentan las cargas actuantes en la calzadura así como el diagrama de presiones resultante del terreno.



Datos del Terreno:

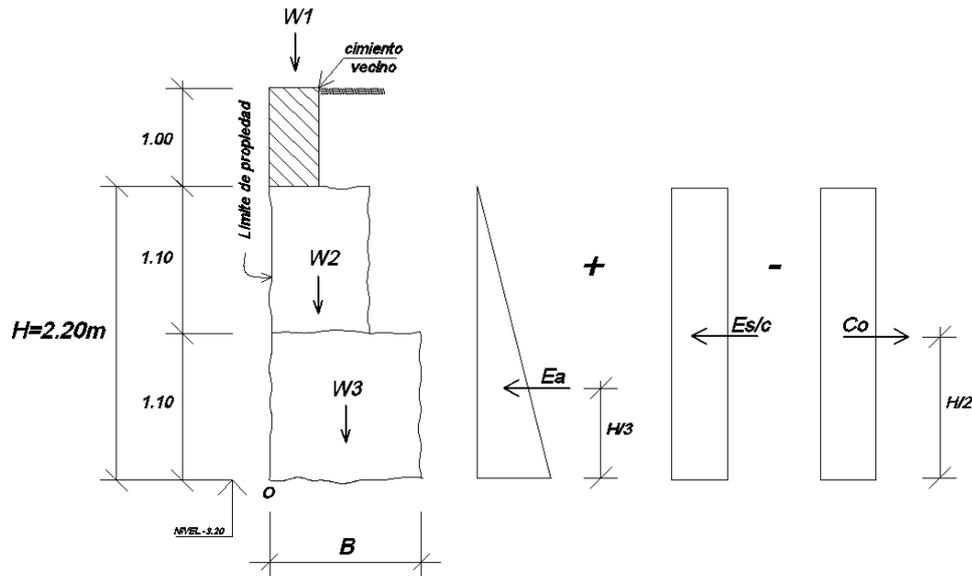
Para una grava arenosa, típica de Lima, tenemos:

γ – peso específico del Terreno (2,000kg/cm²)

ϕ – ángulo de fricción interna (30°)

c – cohesión del terreno (0 – 0.2kg/cm²)

s/c – sobrecarga actuante (200kg/m²)



Cálculo de las cargas verticales:

Peso la vivienda de un piso:

$$W1 = (\text{área trib}) \times (\text{peso}/\text{m}^2) = (3.0\text{m} \times 1.0\text{m}) \times (1.0\text{tn}/\text{m}^2) = 3.0\text{tn}$$

Peso de la calzadura: (concreto ciclópeo = 2.3tn/m³)

$$W2 = (1.0\text{m} \times 1.10\text{m} \times 0.50\text{m}) \times (2.3\text{tn}/\text{m}^3) = 1.27\text{tn}/\text{m}^2$$

$$W3 = (1.0\text{m} \times 1.10\text{m} \times B) \times (2.3\text{tn}/\text{m}^3) = 2.53B$$

Cálculo de las cargas horizontales:

Para ello se haya previamente el valor del coeficiente Ca (coeficiente de empuje activo) del terreno:

$$Ca = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = \frac{1 - \text{sen}30^\circ}{1 + \text{sen}30^\circ} = 0.33$$

Conocido este valor, se calcularon los empujes activo (Ea) y de sobrecarga (Es/c):

$$Ea = \frac{\gamma \times H^2 \times Ka}{2} = \frac{2.0 \times 2.20^2 \times 0.33}{2} = 1.60\text{tn}$$

$$Es/c = s/c \times H \times Ka = 0.2 \times 2.20 \times 0.33 = 0.15\text{tn}$$

Asimismo, calculamos la cohesión aparente del terreno (C_o):

$$C_o = \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} \times H = \frac{2 \times 0.2}{\sqrt{3}} \times 2.20 = 0.51 \text{tn}$$

Conocidas todas las fuerzas actuantes, se procedió a realizar las verificaciones por deslizamiento y por volteo. Para ello, lo que se buscó fue que los factores de seguridad en ambos casos fueran 1.50, para hallar el ancho necesario B de la calzada en la base.

15.2.1. PARA UNA COHESIÓN DE: $c=0.20\text{tn/m}^2$.

Verificación por Deslizamiento:

Debe cumplirse que:

$$F.S. = \frac{\sum \text{fuerzas resistentes}}{\sum \text{fuerzas actuantes}} = 1.50$$

Tenemos:

$$F.S. = \frac{0.45(W1 + W2 + W3)}{Ea + Es/c - Co} = \frac{0.45 \times (3.0 + 1.27 + 2.53B)}{1.60 + 0.15 - 0.51} = 1.50$$

Despejando de la ecuación, tenemos: $B_d = -0.05\text{m}$

El resultado negativo quiere decir que por deslizamiento no necesita hacerse la segunda franja de la calzada.

Verificación por Volteo:

Tomando momentos respecto a O, debe cumplirse que:

$$F.S. = \frac{\sum \text{Momentos resistentes al volteo}}{\sum \text{Momentos volcantes}} = 1.50$$

Tenemos:

$$F.S. = \frac{(W1 \times 0.1 + W2 \times 0.25 + W3 \times B/2)}{Ea \times H/3 + Es/c \times H/2 - Co \times H/2} = \frac{(3 \times 0.10 + 1.27 \times 0.25 + 2.53B \times B/2)}{1.6 \times 2.2/3 + 0.15 \times 2.2/2 - 0.51 \times 2.2/2} = 1.50$$

Despejando de la ecuación, tenemos: $B_v = 0.66\text{m}$

Por lo tanto, considerando una cohesión de $c=0.2\text{tn/m}^2$, necesitamos un ancho de calzada de $B_1 = 0.70\text{m}$.

15.2.2. PARA UNA COHESIÓN DE: $c=0$.

Verificación por Deslizamiento:

Debe cumplirse que:

$$F.S. = \frac{\sum \text{fuerzas resistentes}}{\sum \text{fuerzas actuantes}} = 1.50$$

Tenemos:

$$F.S. = \frac{0.45(W1 + W2 + W3)}{Ea + Es/c} = \frac{0.45 \times (3.0 + 1.27 + 2.53B)}{1.60 + 0.15} = 1.50$$

Despejando de la ecuación, tenemos: **$B_d=0.62m$**

Verificación por Volteo:

Tomando momentos respecto a O, debe cumplirse que:

$$F.S. = \frac{\sum \text{Momentos resistentes al volteo}}{\sum \text{Momentos volcantes}} = 1.50$$

Tenemos:

$$F.S. = \frac{(W1 \times 0.1 + W2 \times 0.25 + W3 \times B/2)}{Ea \times H/3 + Es/c \times H/2} = \frac{(3 \times 0.10 + 1.27 \times 0.25 + 2.53B \times B/2)}{1.6 \times 2.2/3 + 0.15 \times 2.2/2} = 1.50$$

Despejando de la ecuación, tenemos: **$B_v=1.05m$**

Por lo tanto, considerando una cohesión de $c=0$, necesitamos un ancho de calzada de **$B_2=1.10m$** .

Finalmente, se escogió un ancho intermedio de calzada en la base de **$B=0.90m$** , cuyos factores considerando una cohesión $c=0$, fueron:

$$F.S_{\text{deslizamiento}} = 1.68$$

$$F.S_{\text{volteo}} = 1.23$$

Si bien es cierto que el segundo factor de seguridad es menor a 1.50, debemos tener en cuenta que estamos siendo conservadores pues no estamos considerando la cohesión del suelo.

Si consideráramos la cohesión del suelo **$c=0.20tn/m^2$** , con el ancho de la base escogido **$B=0.90m$** , los factores de seguridad serían los siguientes:

$$F.S_{\text{deslizamiento}} = 2.37$$

$$F.S_{\text{volteo}} = 2.11$$

CONCLUSIONES

- En el edificio analizado inicialmente se consideró dos sistemas estructurales: uno basado en muros de corte en la dirección YY y el otro basado en pórticos combinados con muros de corte en la dirección XX. Al considerar los efectos sismo resistentes en los elementos, se verificó que las placas se llevan casi el 100% de las cortantes en la dirección YY, debido a los muros de corte perimetrales y en la dirección XX, se verificó que los pórticos solo se llevaban el 12% de la fuerza cortante en la base, por lo que se consideró también un sistemas de muros de corte en la dirección XX, dicha verificación fue importante sobre todo para el diseño de los pórticos, ya que la norma E.060, Capítulo 21, dispone una serie de requisitos dependiendo del porcentaje de cortante que absorben, siendo mas exigentes en el caso de sistemas duales o pórticos simples, debido a la flexibilidad que tienen estos sistemas.
- Después de realizar el análisis sísmico del modelo mediante el uso del programa ETABS, los periodos fundamentales fueron los siguientes: $T_x=0.3803\text{seg}$ y $T_y=0.1061\text{ seg}$. Con estos resultados se interpreta que la estructura es mas rígida en la dirección YY debido a la alta densidad de muros de corte en dicha dirección y en XX es menos rígida ya que la densidad de muros es menor.
- En el diseño de columnas se observó que estas se encuentran gobernadas en su mayoría por los momentos de la columna M_u , más que por la carga última P_u , generalmente por la dirección mas esbelta de la sección X-X, ya que como habíamos mencionado en la estructuración por condiciones de sismo, éstas deberían haberse peraltado en dicha dirección, sin embargo, la arquitectura del edificio no los permitía.
- Para el diseño por cortante de elementos estructurales como vigas, columnas y placas, la exigencia crítica es proporcionar más resistencia por cortante que por flexión, ya que lo que se quiere es evitar la falla frágil y para ello se calcula la cortante última asociada a los momentos nominales del diseño por flexión (Diseño por capacidad). En la actualización de la norma E.060, Capítulo 21, referente a muros de concreto armado, se ha quitado el factor w_t , en las formulas de diseño de la versión anterior, ya que como menciona el Ing. Antonio Blanco en su libro, esta exigencia hacia que las cortantes de diseño en los muros sean en algunos casos mayores al factor de reducción por ductilidad.

- Según los resultados de las dimensiones de la calzada podemos notar que el valor de la cohesión influye considerablemente en el valor del ancho de la calzada, pues para una altura de excavación de 2.20m por debajo del nivel de cimiento del vecino tenemos una variación de dimensiones de 0.65m (considerando una cohesión de $c=0.20\text{tn/m}^2$) a 1.10m (considerando una cohesión $c=0\text{tn/m}^2$), es decir tenemos una variación de dimensiones de casi el 40%, para un factor de seguridad de 1.50, considerando esto tomamos una dimensión intermedia de 0.90m de ancho para la base, para ser conservador con el diseño de la calzada.
- El terreno de Lima tiene una cohesión que por lo general va de 0.2 a 0.4 kg/cm^2 . Esto, en el diseño de calzaduras, es conocido como el efecto de la cohesión aparente, y lo que hace es favorecer a los muros de contención; es decir, contrarresta los empujes activos actuantes en los muros. Si se tomara en cuenta el efecto de la cohesión aparente, numéricamente podría salir que para alguna excavación no se necesite calzar, debido a que la cohesión podría controlar a los empujes actuantes; sin embargo, esto es algo que no siempre funciona y por lo tanto, no es recomendable depender de ella para el diseño. Por lo tanto, siempre hay que calzar, y lo mejor es prescindir de la cohesión aparente en el diseño para ser mas conservador, sin embargo es cierto que a medida que profundizamos mas, es posible que las dimensiones de la calzada sean mayores y sea necesario el uso de la cohesión, para no tener dimensiones excesivas, que técnicamente y económicamente no sean factibles.
- Como conclusión última e importante, es indispensable un control técnico en el proceso constructivo del edificio, mediante una supervisión adecuada por los ingenieros a cargo, ya que existen muchos factores que influyen en la calidad y colocación del concreto, así como un control estricto de las dimensiones y diámetros de las varillas especificadas en el presente diseño.

BIBLIOGRAFÍA

- (1) BLANCO BLASCO, ANTONIO. Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil. 1996-1997. Lima-Perú. 305 paginas.
- (2) OTAZZI PASINO, GIANFRANCO. Apuntes del Curso de Concreto Armado 1. Pontificia Universidad Católica del Perú. 2005. 469 paginas.
- (3) BARES, RICHARD. Tablas para el Cálculo de Placas y Vigas Pared. Editorial Gustavo Gili, 1970. España. 542 paginas.
- (4) HARMSEN, TEODORO. Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Pontificia Universidad Católica del Perú. Fondo Editorial, 3ra Edición. 2002, Perú. 683 paginas.
- (5) MUÑOZ PELAEZ, ALEJANDRO, ZEGARRA CIQUERO, LUIS. Análisis y Diseño de Estructuras con SAP 2000. Capitulo Peruano del ACI Perú, Mayo 2002.
- (6) ACI PERU, Normas Peruanas de Estructuras. 2da Edición 2001. Perú. 495 paginas.