

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



PONTIFICIA  
**UNIVERSIDAD  
CATÓLICA**  
DEL PERÚ

**Diseño Estructural de un edificio de Viviendas de Dos Sótanos  
y Cinco pisos, ubicado en San Isidro - Lima**

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

**Ludwig Benito Retamozo Martinez**

**ASESOR: Ing. Antonio Blanco Blasco**

Lima, Febrero del 2011

## INDICE

### CAPÍTULO 1 : Introducción

1.1 Arquitectura	1
1.2 Normas Utilizadas	1
1.3 Estructuración	6
1.4 Propiedades de los materiales	7
1.5 Cargas consideradas	8
1.6 Combinaciones de cargas	8

### CAPÍTULO 2 : Predimensionamiento de elementos estructurales

2.1 Losas aligeradas unidireccionales	11
2.2 Losas aligeradas de dos sentidos	11
2.3 Losas macizas	12
2.4 Vigas	12
2.5 Vigas chatas	13
2.6 Columnas	13
2.7 Placas	14
2.8 Escaleras	15
2.9 Cisterna y tanque elevado	16
2.10 Ascensores y cuarto de máquinas	17
2.11 Muros de contención	17

### CAPÍTULO 3 : Metrado de cargas

3.1 Metrado de losas aligeradas	19
3.2 Metrado de losas aligeradas en dos dimensiones	22
3.3 Metrado de losas macizas	23
3.4 Metrado de vigas peraltadas	24
3.5 Metrado de vigas chatas	26
3.6 Metrado de columnas	26
3.7 Metrado de placas	28
3.8 Metrado de escaleras	28
3.9 Metrado de tanque elevado	29
2.10 Metrado de cisterna	30

### CAPÍTULO 4 : Análisis por cargas de gravedad

4.1 Modelaje estructural del edificio	31
4.2 Resultados del análisis bajo cargas de gravedad	34

### CAPÍTULO 5 : Análisis sísmico

5.1 Introducción	36
5.2 Análisis sísmico estático	39
5.3 Fuerzas horizontales de nivel	39
5.4 Modelaje del edificio	40
5.5 Resultados del análisis sísmico	41
5.6 Fuerzas internas en la estructura	46

**CAPÍTULO 6 : Diseño de losas aligeradas unidireccionales**

6.1 Concepto de aligerado unidireccional	50
6.2 Diseño por flexión de aligerado unidireccional	50
6.3 Diseño por corte de aligerado unidireccional	52

**CAPÍTULO 7 : Diseño de losas aligeradas bidireccionales**

7.1 Concepto de losas aligeradas bidireccionales	53
7.2 Diseño por flexión de aligerado bidireccional	53
7.3 Diseño por corte de aligerado bidireccional	55

**CAPÍTULO 8 : Diseño de losas macizas**

8.1 Concepto de losas macizas	57
8.2 Diseño por flexión de losas macizas	57
8.3 Diseño por corte de losas macizas	58

**CAPÍTULO 9 : Diseño de vigas peraltadas y chatas**

9.1 Vigas peraltadas	
9.1.1 Concepto vigas peraltadas	59
9.1.2 Diseño por flexión de vigas peraltadas	59
9.1.3 Diseño por corte de vigas peraltadas	62
9.2 Vigas chatas	
9.2.1 Concepto vigas chatas	66
9.2.2 Diseño por flexión de vigas chatas	66
9.2.3 Diseño por corte de vigas chatas	69

**CAPÍTULO 10 : Diseño de columnas**

10.1 Concepto de columna	71
10.2 Diseño por flexocompresión	71
10.3 Verificación de flexión biaxial	73
10.4 Esbeltez	74
10.5 Diseño por cortante	75

**CAPÍTULO 11 : Diseño de placas**

11.1 Concepto de placa	78
11.2 Diseño por flexocompresión	78
11.3 Diseño por corte	79

**CAPÍTULO 12 : Diseño de muros de sótano**

12.1 Concepto de muro de sótano	82
12.2 Diseño de muros de contención	82

**CAPÍTULO 13 : Diseño de escalera**

13.1 Concepto de escalera	84
13.2 Diseño por flexión	84

<b>CAPÍTULO 14 : Diseño de cisterna</b>	
14.1 Concepto de cisterna	87
14.2 Diseño por flexión	87
<b>CAPÍTULO 15 : Diseño de la cimentación</b>	
15.1 Concepto de cimentación	90
15.2 Dimensionamiento de la zapata	91
15.3 Diseño por flexión	92
<b>CAPITULO 16 : Comentarios y conclusiones</b>	94
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	95



## RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo el diseño estructural de un edificio de viviendas de dos sótanos y cinco pisos, ubicado en San Isidro en Lima, sobre un terreno de cimentación de grava densa, de capacidad portante  $4\text{kg/cm}^2$

El edificio analizado será utilizado como una vivienda multifamiliar, los sótanos van a ser utilizados como cochera, mientras que los pisos restantes serán departamentos, uno por piso. Los departamentos están conformados por un dormitorio principal, dos dormitorios auxiliares, una cocina, un comedor, un sala, un estar, una terraza, un hall, una lavandería, dos depósitos, cinco baños, un walking closet, el ingreso a cada departamento es de tres formas, el ascensor principal, el ascensor común y la escalera central, todos estos elementos de acceso van del sótano 2 hasta la azotea. En la azotea se encuentran, el cuarto de máquinas del ascensor y el tanque elevado. A su vez debajo del nivel de sótano están los fosos de los ascensores, y la cisterna.

El diseño de la estructura se realizó de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

En los capítulos iniciales se realizará una introducción y un predimensionamiento de los diversos elementos estructurales tales como: aligerados de una y dos direcciones, vigas peraltadas, vigas chatas, columnas, placas, muros de sótano, escaleras y cimentaciones. Con estos elementos predimensionados realizaremos el metrado de cargas.

Ya estructurado el edificio se realiza el modelaje del edificio utilizando el programa ETABS, con el cual realizamos el análisis de cargas de gravedad y de cargas de sismo de donde se verifica que la estructura cumpla con todo lo establecido en el RNE.

Finalmente se procede a diseñar los aligerados, las vigas, las columnas, las placas, los muros, la cisterna y las cimentaciones.



***Dedicatoria:***

*A Jesucristo por darme la fuerza e inteligencia  
necesaria para cumplir mis metas , a mis padres  
,por su tiempo y paciencia.*

## **CAPÍTULO 1.**

### **INTRODUCCION**

#### **1.1 ARQUITECTURA**

El edificio analizado será utilizado como una vivienda multifamiliar, el cual consta de dos sótanos y cinco pisos típicos, tiene dos frentes, el primero está ubicado al frente al parque Santa Margarita y otro está en la calle Carlos Graña 270, urbanización Chacarilla Santa Cruz en el distrito de San Isidro de la ciudad de Lima. El sótano 1 y el sótano 2 van a ser utilizados como cochera, mientras que los pisos restantes serán departamentos, uno por piso. Los departamentos tienen un área de 370 m<sup>2</sup>, y una altura de entrepiso terminado de 3.05 m, están conformados por un dormitorio principal, dos dormitorios auxiliares, una cocina, un comedor, un sala, un estar, una terraza, un hall, una lavandería, dos depósitos, cinco baños (principal, visita, servicio, comunes), un walking closet, todos estos ambientes tienen acceso a luz natural, el ingreso a cada departamento es de tres formas, el ascensor principal, el ascensor común y la escalera central, todos estos elementos de acceso van del sótano hasta la azotea, en la azotea se encuentran los cuartos de máquinas y el tanque elevado que está sobre la caja de escaleras, a su vez debajo del nivel de sótano están los fosos de los ascensores, y la cisterna.

#### **1.2 NORMAS UTILIZADAS**

Para la elaboración de la tesis se utilizaron diversas normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), las cuales se indican a continuación:

- Norma E.020 Cargas
- Norma E.030 Diseño sismorresistente
- Norma E.050 Suelos y cimentaciones
- Norma E.060 Concreto armado
- Norma IS.010 Instalaciones sanitarias para edificaciones
- Norma EM.070 Transporte mecánico
- Norma ACI 318

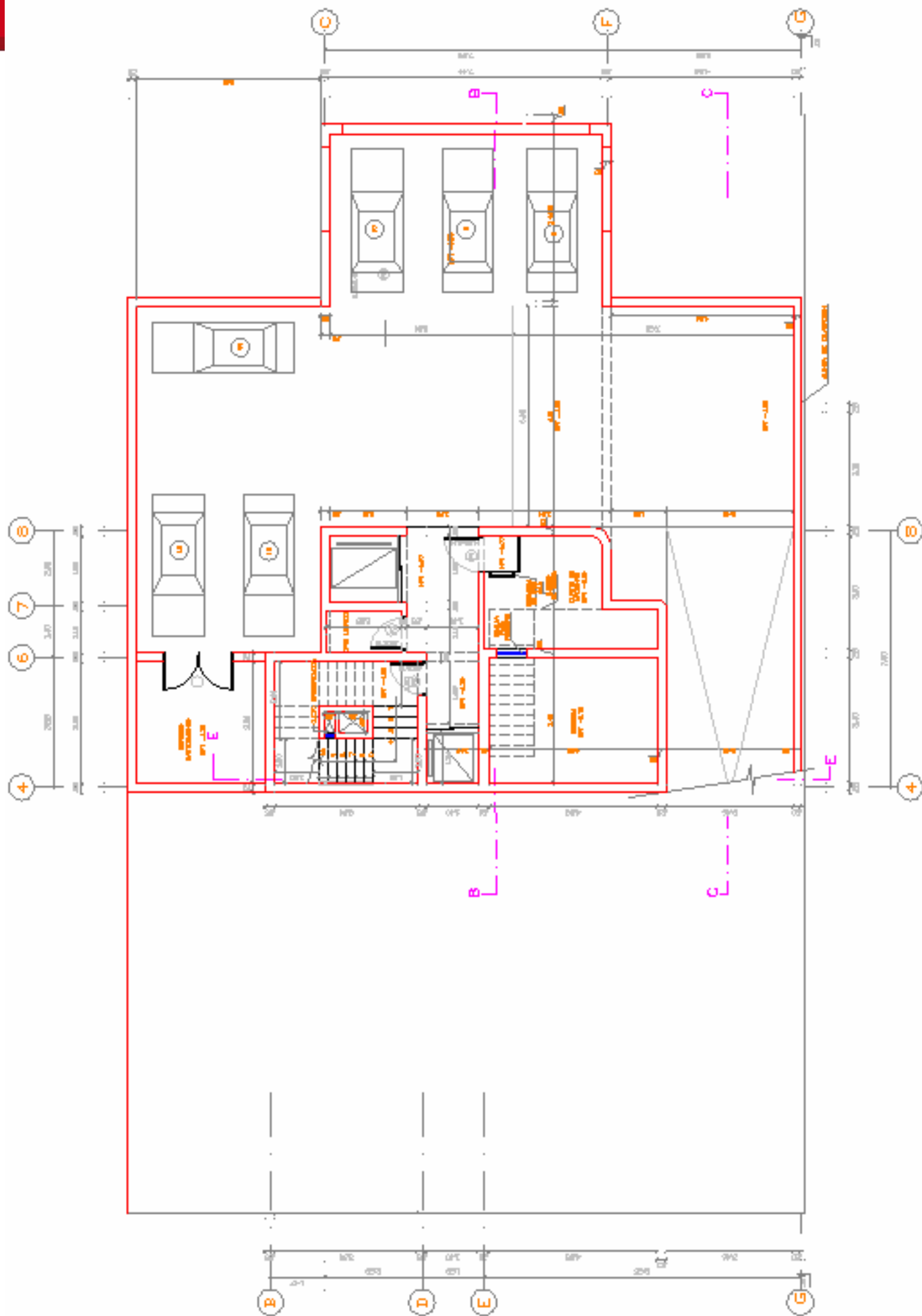


Figura 1.1 Vista en Planta Sótano 2



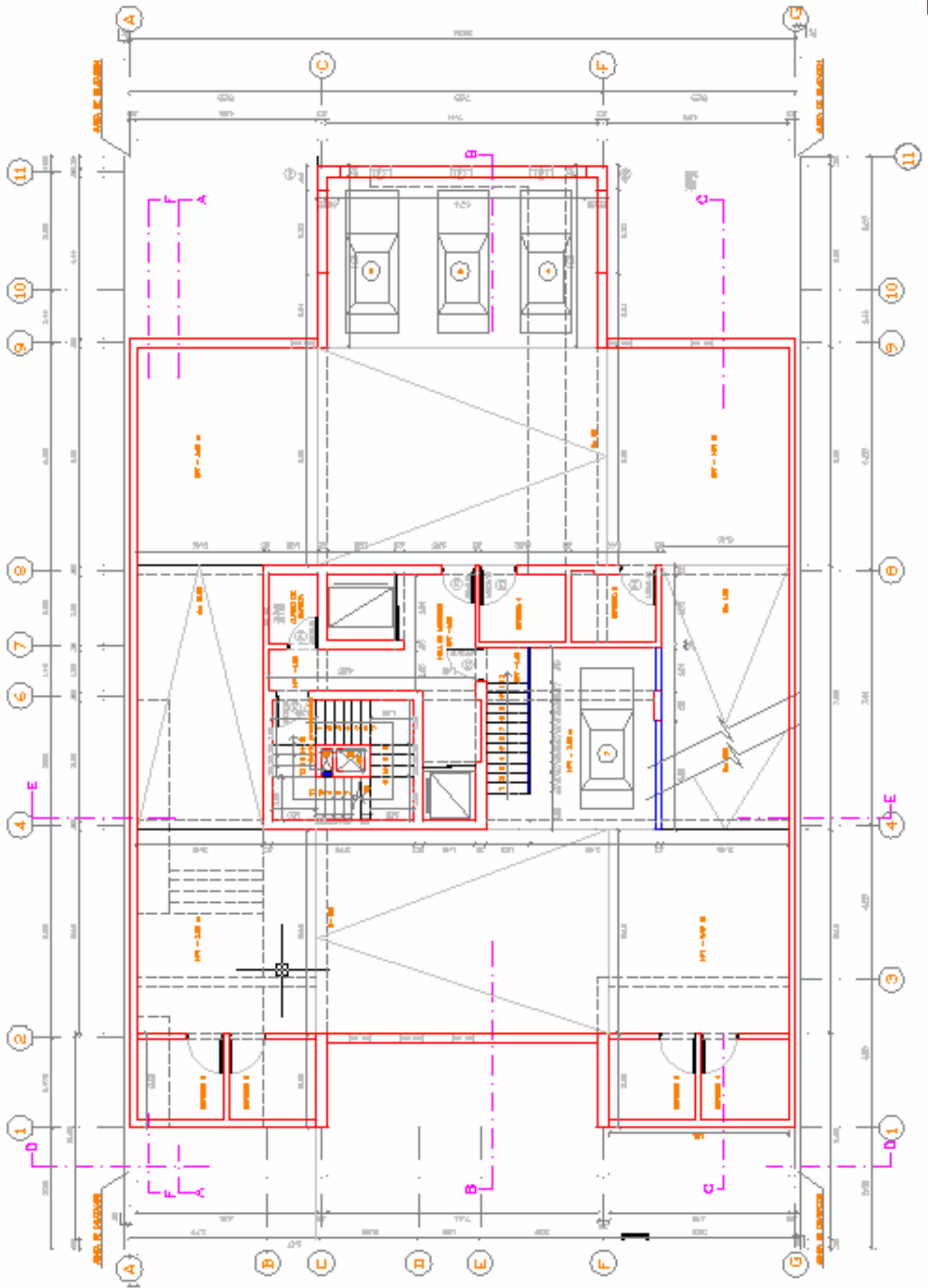


Figura 1.2 Vista en Planta sótano 1

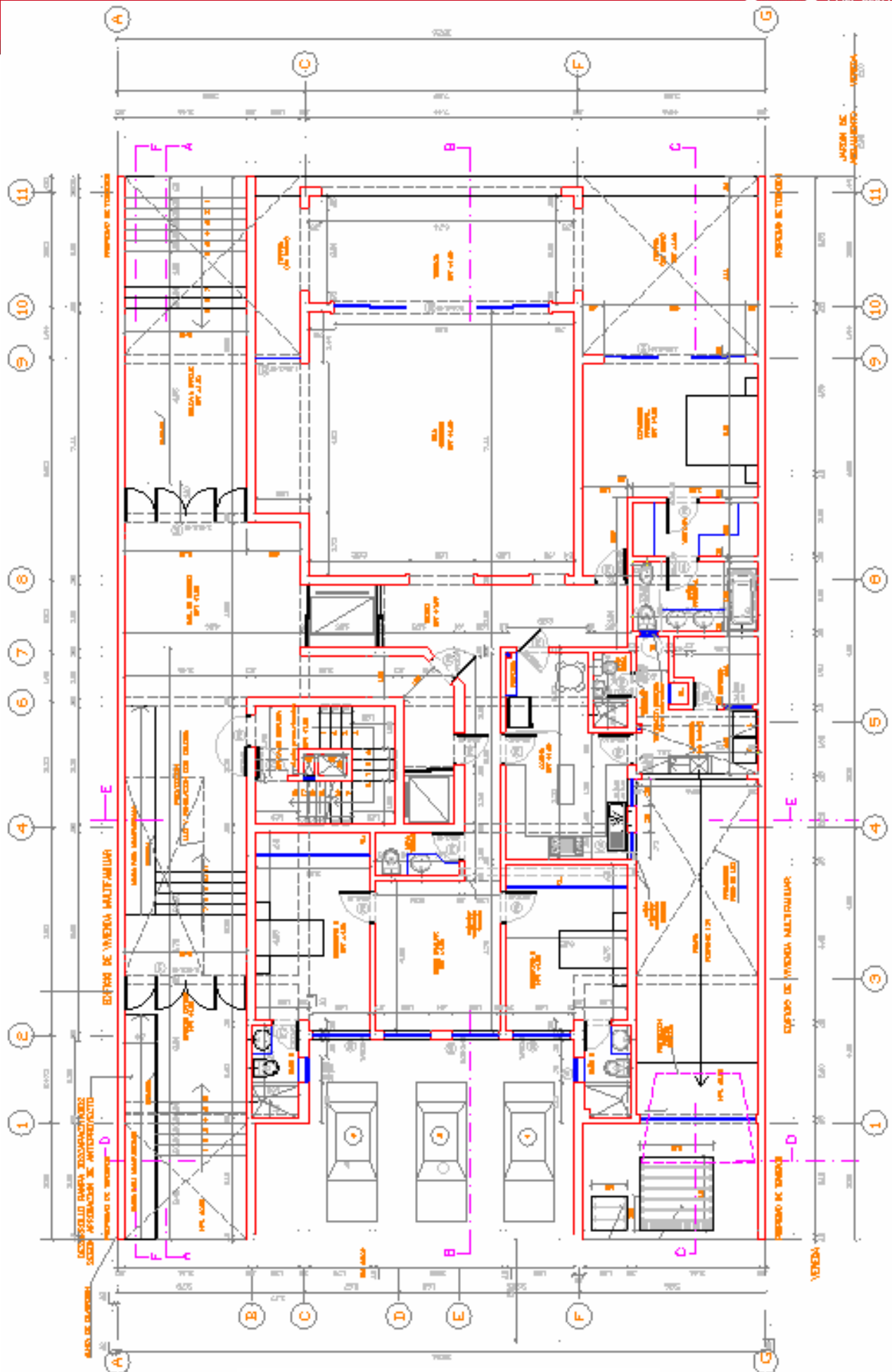


Figura 1.3 Vista en Planta 1er Piso

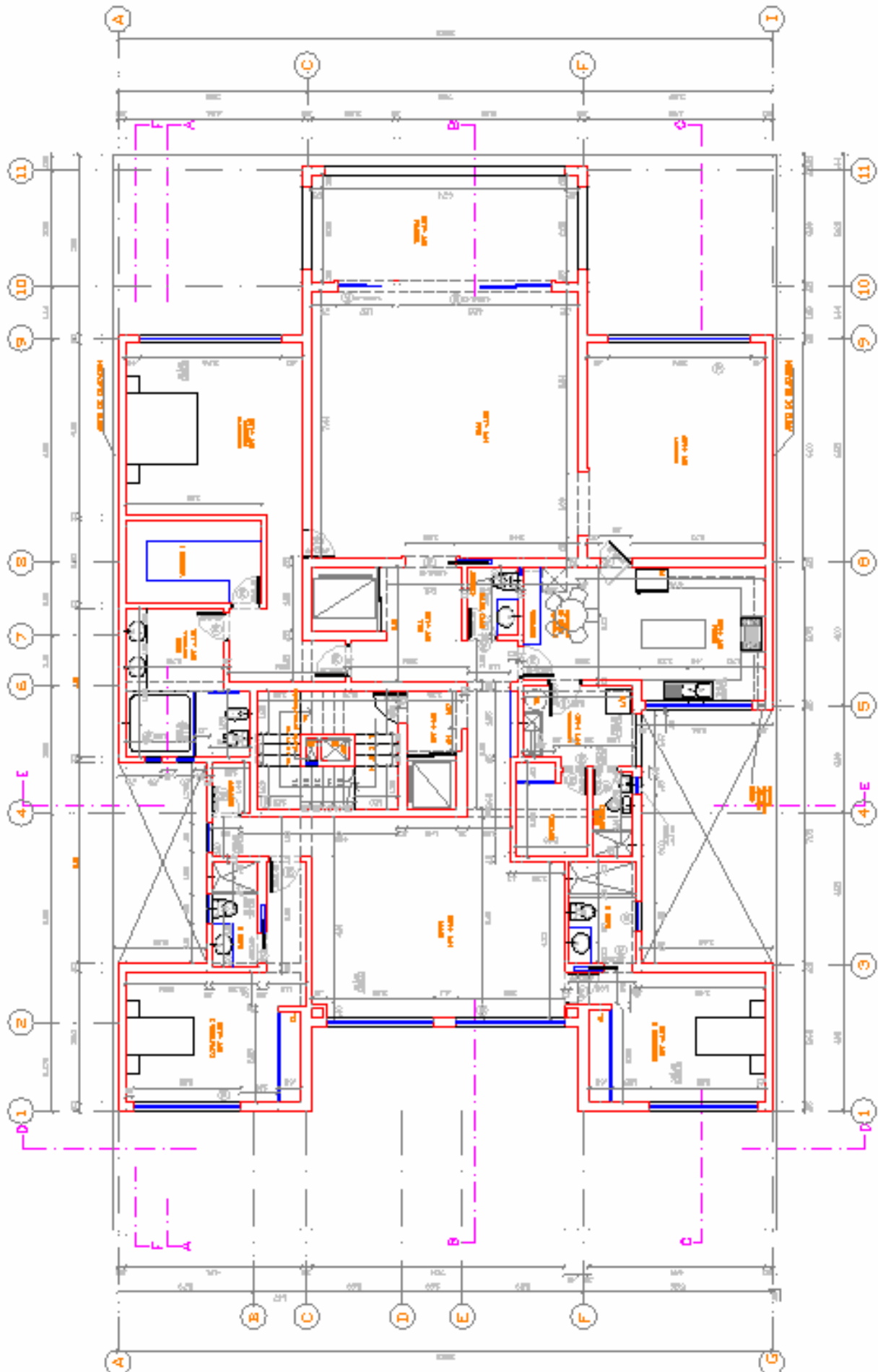


Figura 1.4 Vista en Planta Piso Típico (2do al 5to)

### 1.3 ESTRUCTURACION

La vivienda multifamiliar está conformada predominantemente por elementos de concreto armado. Los muros estructurales y los pórticos de la edificación resisten la cargas sísmicas actuantes; de ahí está formado por un sistema estructural Dual en la dirección YY (paralelo a las fachadas) y por un sistema de muros estructurales en la dirección XX (perpendicular a las fachadas), lo cual con lleva a que esta dirección sea la mas rígida.

Las losas de piso consisten en : una losa aligerada unidireccional de 0.25 m de espesor en todos los niveles, la elección del sentido del aligerado fue priorizando la menor luz libre y la continuidad de los paños; también se tiene una losa maciza de 0.20 m de espesor en cada nivel; ubicada en el Hall entre la caja de la escalera y la caja del ascensor, además de las losas ubicadas en la rampa y en las zonas de desnivel. También se colocó una losa aligerada bidireccional de 0.25 m de espesor ubicada en la sala debido a las grandes luces que tenía este paño ,además se tuvieron que colocar ensanches alternados al aligerado en el interior y contorno de la Sala pues se generaban fuerzas cortantes que excedían los límites del cortante resistente para el espesor del aligerado ,todas estas losas han sido consideradas en el análisis como un diafragma rígido para acciones en su plano.

Se han diseñado nueve tipos de columnas, las cuales tienen las siguientes secciones y son: C-1 y C-2 de 0.25 m x 0.60 m – 0.25 m x 0.60 m (columna en L ), C-3 de 0.25 x 1.40 m, C-4 de 0.25 m x 1.00 m, C-5 de 0.25 m x 0.80 m, C-6 de 0.25 m x 0.70 m, C-7 de 0.25 m x 0.15 m, C-8 y C-9 de 0.25 m x 0.25 m ; además se tienen columnetas de diversas dimensiones en diversas partes de la estructura , cuya función es arriostrar los tabiques, todas estas secciones están debidamente indicados en el plano E-02.

Las vigas principales tienen las dimensiones de 0.25 m x 0.70 m, también se tienen vigas de 0.25 m x 1.00 m ,0.25 m x 2.10 m, 0.30 m x 2.10 m las cuales son utilizadas en el techo del sótano 1 debido a la diferencia de niveles entre el techo y el nivel de entrada a la edificación, además también se tienen vigas de 0.25 m x 0.60 m ,0.30 m x 0.50 m, utilizadas en diversas partes de la edificación. Las vigas chatas (VCH) tienen las dimensiones de : 0.40m x 0.25m, 0.50m x 0.25, 0.60m x 0.25m . Cada una de las vigas descritas, están detalladas en el plano E – 07, E-08 y E-09.

Las placas diseñadas para muros de sótano son de 0.25 m de espesor para contrarrestar así las cargas laterales transversales a su plano provenientes del empuje del terreno, las placas perimetrales son de 0.20m de espesor, las placas de la caja de escalera , caja de ascensor y del contorno de la sala son de espesor de 0.25m.

Las cimentaciones están encargadas de transmitir al terreno las cargas de manera tal que no exceda la capacidad portante o esfuerzo admisible del suelo, asegurando así los factores de seguridad adecuados para las condiciones de estabilidad de la edificación. La cimentación ha sido diseñada en base a zapatas conectadas y zapatas combinadas. De acuerdo a estudios realizados en la zona donde se construirá la edificación, el suelo está constituido por un material gravoso denso siendo la capacidad portante del terreno  $4.00 \text{ kg/cm}^2$  , además se definió que la profundidad mínima de cimentación de 1.40 m.

Se tiene además una escalera que da acceso a los pisos superiores, ubicada en la parte central de la edificación (al lado de la puerta de la caja de ascensor), la cual está diseñada para una sobrecarga de  $400 \text{ kg. /m}^2$ , la escalera tiene las siguientes características : paso (p) =0.30 m , contrapaso (cp) = 0.17 m , garganta (t) = 0.15 m , descanso = 1.20 m .

#### 1.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

##### Concreto

Resistencia a la compresión :  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  (Sótano al 5<sup>to</sup> piso)

Peso específico :  $2400 \text{ kg/m}^3$

##### Acero

Acero de refuerzo grado 60 :  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico :  $7850 \text{ kg/m}^3$

##### Albañilería

Resistencia a la compresión :  $f'm=45\text{kg/ cm}^2$

Otros :  $E_m = 500f'm.$   $E/G =2.5$

### 1.5 CARGAS CONSIDERADAS

Las cargas consideradas son carga muerta, carga viva y carga sísmica, las cuales detallamos a continuación

Carga muerta :

Peso de la losa aligerada 0.25m de espesor	350 kg/m <sup>2</sup>
Peso de la losa aligerada bidireccional 0.25m de espesor	442 kg/m <sup>2</sup>
Peso de la losa maciza 0.20m de espesor	480 kg/m <sup>2</sup>
Peso de acabados	100 kg/m <sup>2</sup>

Carga viva :

Sobrecarga	250 kg/m <sup>2</sup> (Sótano 2)
	200 kg/m <sup>2</sup> (Sótano 1 al 5to piso)
	100 kg/m <sup>2</sup> (azotea)

### 1.6 COMBINACIONES DE CARGAS

Se emplearon las siguientes combinaciones:

- 1.5 x Carga Muerta +1.8 x Carga Viva
- 1.25 x (Carga Muerta + Carga viva) + / - Carga Sísmica
- 0.9 x Carga Muerta +/- Carga sísmica

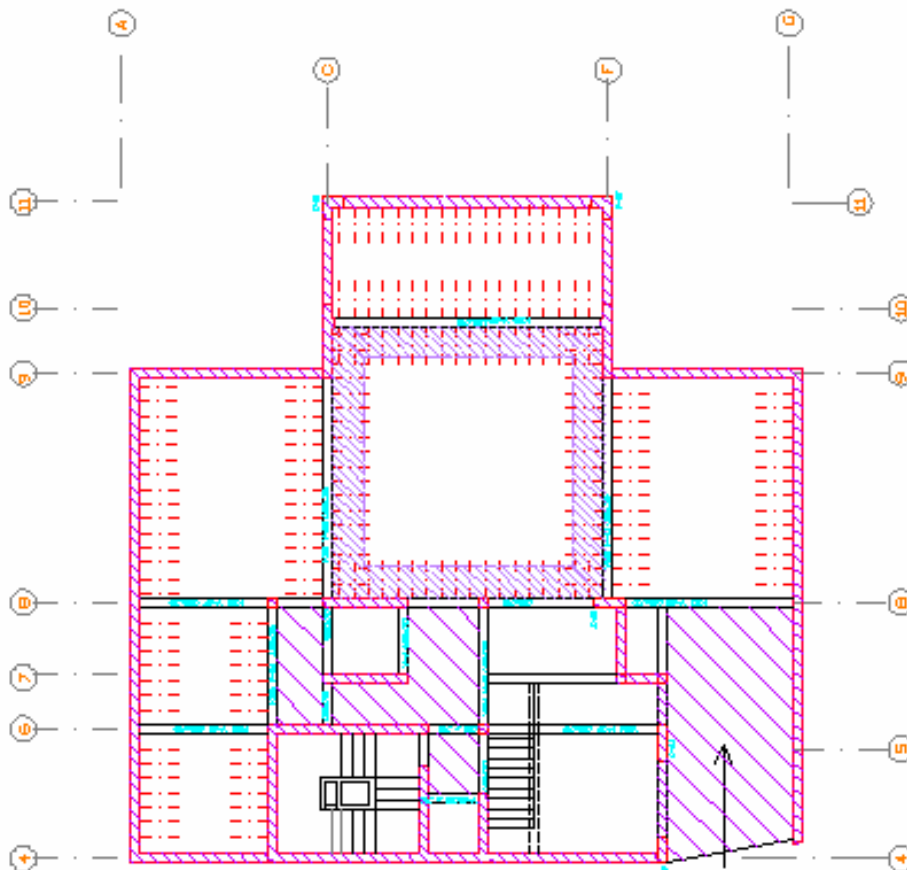


Figura 1.5 Dirección del aligerado en planta sótano 2



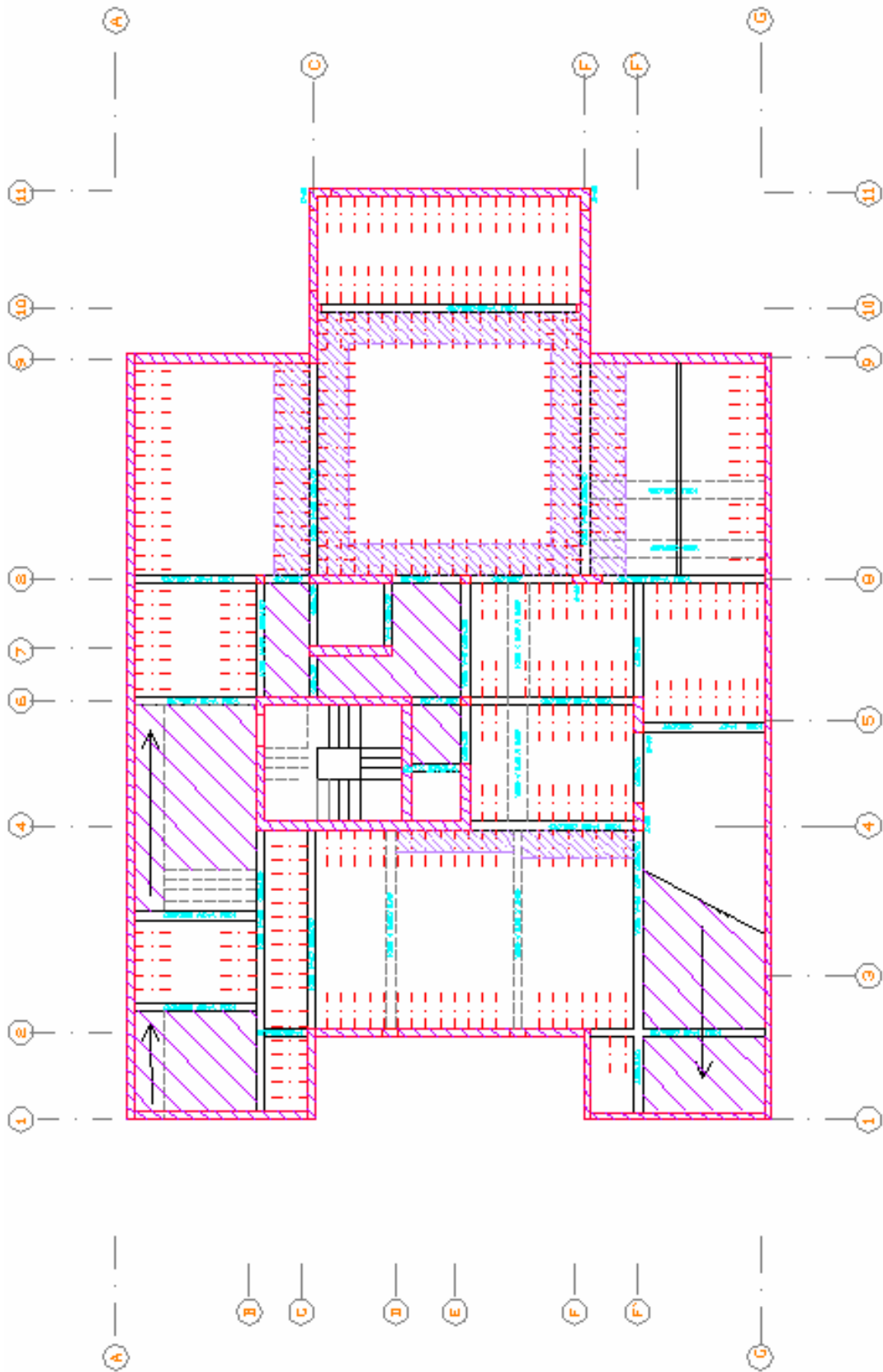


Figura 1.6 Dirección del aligerado en planta sótano 1

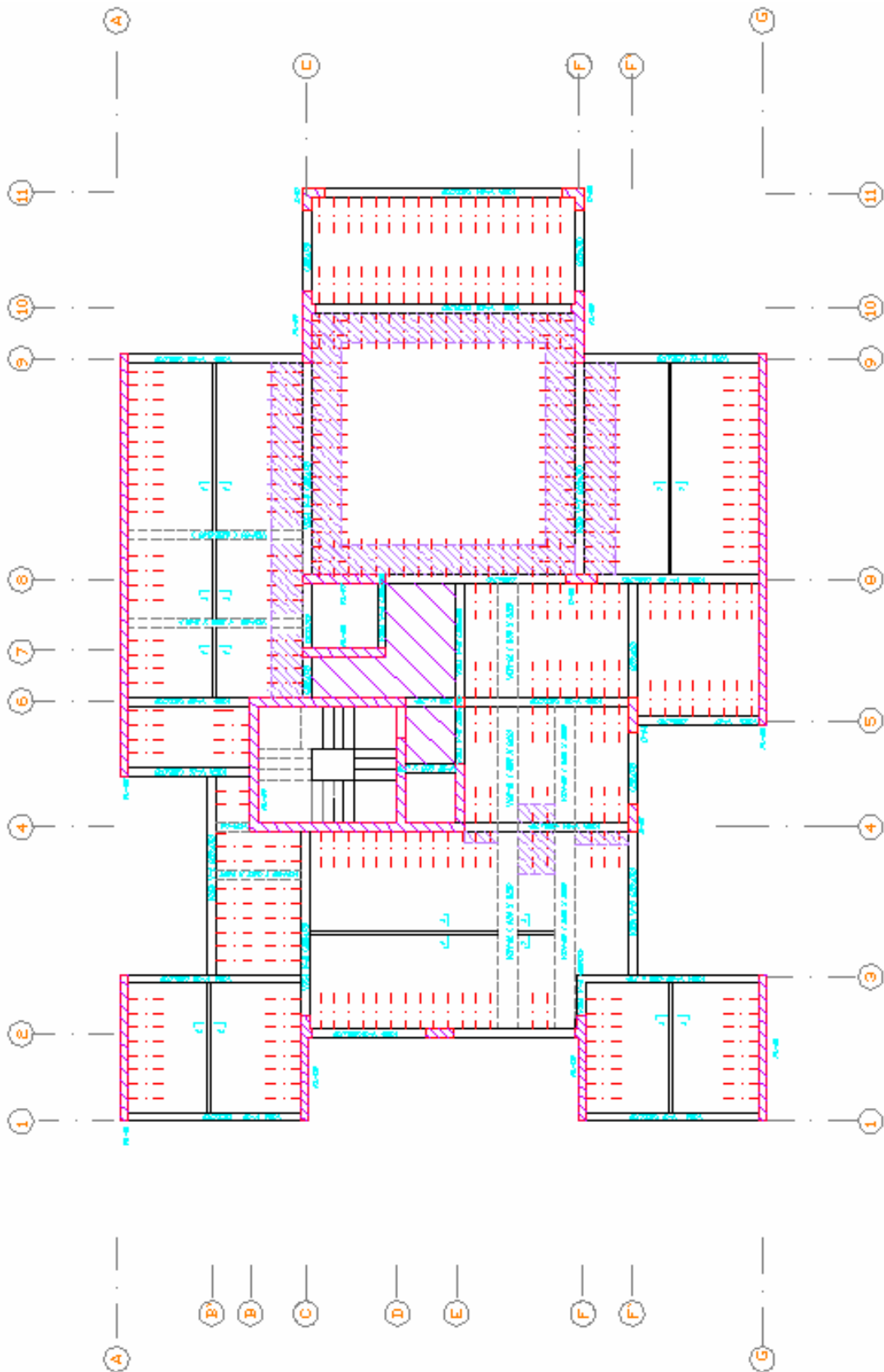


Figura 1.7 Dirección del aligerado en planta típica.



## CAPÍTULO 2.

### PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

#### 2.1 LOSAS ALIGERADAS UNIDIRECCIONALES

La luz libre más grande se presenta en la sala siendo de 7.44 m pero este paño será una losa en dos sentidos, como veremos más adelante, la siguiente luz más grande se presenta entre los ejes 2-4 y C-F siendo esta de 5.60 m, por lo cual se escoge un aligerado de  $h = 25$  cm de peralte, de acuerdo a las sugerencias del libro de referencia 1 en su capítulo 3 sobre predimensionamiento en elementos estructurales, en la cual recomienda ese espesor para las luces libres comprendidas entre 5 y 6.5 m.

Según la NTE 060 en su artículo 10.4.1.1 no se verifica deflexiones en losas aligeradas unidireccionales cuando se cumple que:

$$h \geq \frac{Ln}{25} \quad \text{siendo } h \text{ en este caso } h = 5.60 / 25 = 0.22 \text{ m}$$

$h = 0.22 \text{ m} < 0.25 \text{ m}$ , entonces no se verificara por deflexión

El criterio para elegir el sentido del aligerado fue en base a la menor luz libre y a la continuidad de los paños. En las figuras 1.5, 1.6, 1.7 se observan las direcciones de los aligerados unidireccionales en las diferentes niveles de la estructura.

#### 2.2 LOSAS ALIGERADAS DE DOS SENTIDOS

La estructura posee un paño cuadrado de luz libre de 7.44 m, ubicado en la sala entre los paños 8-9 y C-F, según la referencia 1 para luces libres mayores a 6 m se recomienda colocar un aligerado bidireccional, además siguiendo las recomendaciones para un aligerado bidireccional de luces libres entre 6.5 m y 7.5 m se considera un aligerado de 0.25 m, siendo éste nuestro caso se elije colocar un aligerado bidireccional de 0.25 de peralte.

La norma E.060 en su artículo 10.5 indica que el peralte en una losa de dos direcciones, no necesitará ser mayor que:  $h = Ln (800 + 0.071 f_y) / 36000$ , para verificar deflexiones, reemplazando nuestros valores tenemos que  $h = 22.70$  cm, por lo cual no será necesario verificar por deflexiones pues tomamos un aligerado de  $h = 25$  cm.

### 2.3 LOSAS MACIZAS

La máxima luz libre de losa maciza que se tiene es de 3.45 m, ubicada entre los paños 4-6 y 1-B en la entrada al edificio, las losas de las rampas también tienen estas dimensiones, siguiendo las recomendaciones del libro de referencia 1, el cual establece para luces menores o iguales a 6.5 m un peralte de losa maciza de 0.20 m, esta losa será armada básicamente en un solo sentido. No se verificó deflexiones debido a que el peralte es superior a  $h > l / 30 = 3.45/30 = 0.115$ , fórmula establecida en la Norma E060 en su artículo 10.4.1 para no verificar deflexiones. En las figuras 1.5, 1.6, 1.7 se aprecia losas macizas, las cuales están achuradas en los diferentes niveles.

### 2.4 VIGAS

Las vigas generalmente se dimensionan considerando la luz libre, ya que el peralte está en orden de 1/10 a 1/12 la luz libre, considerando nuestra máxima luz libre en el eje X es 6.00 m y en el eje Y es 7.44 m ambos ubicados en el perímetro del paño del aligerado en dos direcciones, entonces:

$$\text{En X : } h = 7.44/12 = 0.62 \text{ m} \quad , \quad h = 7.44/10 = 0.74 \text{ m}$$

$$\text{En Y : } h = 6.00/12 = 0.50 \text{ m} \quad , \quad h = 6.00/10 = 0.60 \text{ m}$$

Entonces se opta por un peralte de 0.70 m en ambos sentidos para uniformizar dimensiones y para darle mayor rigidez a la estructura. La norma E.060 en el artículo 11.3.2 indica que el ancho mínimo para las vigas es de 25cm, entonces tomamos esta dimensión como ancho de nuestras vigas peraltadas verificando también que la relación ancho peralte sea mayor que 0.3,  $25/70 = 0.35$  por lo tanto se cumple con esta relación de ancho-peralte.

La norma E-0.60 en su artículo 10.4 establece que para vigas continuas o que formen pórticos, si su peralte es mayor que  $L/16$  entonces no se verificará deflexiones, como nuestra luz máxima es 7.44, entonces  $7.44/16 = 0.46$ , siendo nuestro peralte de 0.70m mayor a esa proporción, no será necesario verificar la deflexión en las vigas.

Por lo tanto nuestras vigas principales peraltadas serán de 0.25 m x 0.70 m.

## 2.5 VIGAS CHATAS

Denominadas así pues son vigas que tienen el mismo peralte que la losa aligerada, en nuestro caso vigas chatas de 0.25 m de peralte; estas vigas no cargan la losa de los pisos, pero soportan la carga de tabiques por lo cual su ancho variará según esa condición, la longitud y la continuidad de los tramos, la mayor luz libre de una viga chata en la edificación es de 5.60m ubicada entre los ejes 2 y 4 del tipo típico, colocándose inicialmente una viga chata de 0.40 m x 0.25m.

## 2.6 COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales encargados de recibir todas las cargas de los niveles y transmitirlos a la cimentación. Debido a que nuestra estructura se ha diseñado en base a un sistema dual de pórticos y muros de corte, esto permite reducir significativamente los momentos en las columnas debido al sismo. Debido a esto se siguió las recomendaciones del libro de referencia 4, el cual concuerda con la norma ACI 318 que en su capítulo 12.6 indica las consideraciones y fórmulas para hallar el área mínima de las columnas ( $A_c$ ), según la posición en la que se halle la columna, ya sea central, lateral y esquinera, también se toma la sugerencia que las columnas principales deben tener un espesor mínimo de 0.25m en cualquier dirección.

Columnas centrales

$$A_c = \frac{P_{servicio} \times 1.1}{0.3 \times f'_c}$$

Columnas esquineras

$$A_c = \frac{P_{servicio} \times 1.5}{0.25 \times f'_c}$$

Columnas laterales

$$A_c = \frac{P_{servicio} \times 1.25}{0.25 \times f'_c}$$

Siendo  $P$  (servicio) = Área tributaria x #pisos x 1000 Kg/m<sup>2</sup>

Por lo tanto para columnas de los ejes:

- Columna C-1 y C-2, Eje 11 con eje C y eje F (columnas esquineras en L)

$$A_c = 7.03(7)1000 \times 1.5 / 0.20 \times 210 = 1757.5 \text{ cm}^2$$

Se colocó una columna de 0.25 m x 0.60 m - 0.25m x 0.60m, ( 2375cm<sup>2</sup> ).

- Columna C-3, Eje 8 con F (columna central)

$$A_c = 22.08(7)(1000)1.1 / 0.3 \times 210 = 2698.67 \text{ cm}^2$$

Se colocó una columna de 0.25 m x 1.20 m, ( 3000 cm<sup>2</sup> ).

- Columna C-4, Eje 6 con eje F (columna lateral y esquinera)

$$A_c = 11.68(7)(1000)1.5 / 0.25 \times 210 = 2336 \text{ cm}^2$$

- Se colocó una columna de 0.25m x 1.00 m , ( 2500 cm<sup>2</sup> ).
- Columna C-5 , Eje 4 con eje F` (columna lateral)  
 $Ac = 9.87(7)(1000)1.25/0.25 \times 210 = 1645 \text{ cm}^2$   
 Se colocó una columna de 0.25m x 0.70 m , ( 1750 cm<sup>2</sup> ).
  - Columna C-6 , Eje 2 con eje E (columna exterior)  
 $Ac = 9.97(6)1000 \times 1.25/0.25 \times 210 = 1424.3 \text{ cm}^2$   
 Se colocó una columna de 0.25 m x 0.65 m , ( 1625 cm<sup>2</sup> ).
  - Columna C-7 , Eje 6 con eje E (columna central)  
 $Ac = 6.90(7)1000 \times 1.1/0.30 \times 210 = 843 \text{ cm}^2$   
 Se colocó una columna de 0.25 m x 0.40 m , ( 1000 cm<sup>2</sup> ).
  - Columna C-8 , Eje 8 con eje E (columna central)  
 $Ac = 12.75(2)1000 \times 1.1/0.30 \times 210 = 445 \text{ cm}^2$   
 Se colocó una columna de 0.25 m x 0.25 m , ( 625 cm<sup>2</sup> ).
  - Columna C-9, Eje 8 con eje B (columna central)  
 $Ac = 11.51(2)1000 \times 1.1/0.30 \times 210 = 401.9 \text{ cm}^2$   
 Se colocó una columna de 0.25 m x 0.25 m , ( 625 cm<sup>2</sup> ).

## 2.7 PLACAS

La principal función de las placas es absorber las fuerzas del sismo controlando así los desplazamientos laterales. Para poder predimensionar estos elementos debemos suponer que las placas absorben el 100% de la fuerza cortante actuante (  $V_u$  ) , entonces las dimensiones de la placa deben ser tales que el cortante resistente (  $\phi V_c$  ) debe ser mayor que el  $V_u$  , para esto se efectúa un análisis sísmico aproximado utilizando el método estático sugerido por la norma E.030 para obtener así la cortante basal de la estructura , ésta se repartirá entre los elementos estructurales en ese sentido, que en nuestro caso serán las placas principales de 0.20m de espesor para la dirección X y de 0.25m para la dirección Y . A continuación se muestran estos cálculos:

$$\begin{array}{ll}
 Z = 0.4 & C = 2.5 \\
 U = 1 & S = 1 \\
 R_x = 6 & R_y = 7
 \end{array}
 \qquad
 V_{\text{BASAL}} = \frac{ZUCS}{R} P$$

Peso del edificio = 2505.60 Ton

$$\begin{array}{ll}
 V_{\text{BASAL X}} = 417.60 \text{ Ton} & V_{\text{BASAL Y}} = 357.94 \text{ Ton} \\
 16.67 \% P & 14.29 \% P
 \end{array}$$

Para hallar las cortantes basales colocamos las placas de espesor 0.20m en X y 0.25 en el sentido Y.

Cálculo de esfuerzo cortante

Área total de placas :  $A_x = 10.88 \text{ m}^2 = 10.88 \times 10^4 \text{ cm}^2$

$A_y = 4.86 \text{ m}^2 = 5.29 \times 10^4 \text{ cm}^2$

Cortante resistente  $\phi V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times \text{Area} \longrightarrow$

$\phi V_{c_x} = 0.53 \sqrt{210} \times 10.88 \times 10^4 = 835630.75 \text{ kg} = 835.6 \text{ ton} > V_{\text{basal X}} \text{ Correcto}$

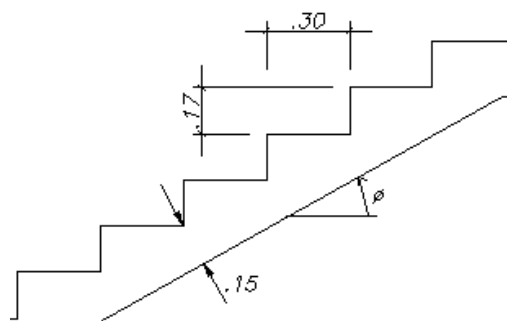
$\phi V_{c_y} = 0.53 \sqrt{210} \times 5.63 \times 10^4 = 423153.6 \text{ kg} = 423.2 \text{ ton} > V_{\text{basal Y}} \text{ Correcto}$

Cabe señalar que el área de las placas en ambos sentidos fue tomado a partir del 1er piso, siendo nuestro nivel de 1er piso + 1.45 . Con las secciones de placas predimensionadas se cumple con las consideraciones señaladas. Incluso no tomando en cuenta que las placas y muros de sótano se elevan hasta el techo del sótano 1 (nivel +1.45) , formando un sistema rígido perimetral a la construcción , cumpliendo con creces los cortantes resistentes.

## 2.8 ESCALERAS

Las escaleras tiene la función de interconectar dos ambientes de diferentes niveles, en la estructura tenemos una escalera central rodeada de placas; de acuerdo a la norma A 0.10 capítulo VI y artículo 29 del RNE, nos establece para las escaleras que : la suma de 2 contrapasos (cp) mas 1 paso (p) debe estar entre 0.60 m y 0.64 m , con un mínimo de 0.25 m para pasos y un máximo de 0.18 m para contrapasos, medido entre las proyecciones verticales de dos bordes continuos. También se recomienda que el ancho mínimo de la escalera sea de 0.90m , tomando todas estas consideraciones y según la arquitectura que tenemos se define que los pasos serán de 0.30 m, los contrapasos de 0.17 m y los descansos de 1.20 m.

$P + 2 \text{ CP} = 0.30 + 2 ( 0.17 ) = 0.64$  cumpliendo así con los límites especificados y con la arquitectura presentada.



## 2.9 CISTERNA Y TANQUE ELEVADO

La cisterna y el tanque elevado son elementos estructurales que sirven para el almacenamiento de líquidos en nuestro caso de agua potable para los diversos usos de la edificación. De acuerdo a la norma IS.010 en su sección 2.2 para agua fría y 3.2 para agua caliente, las dotaciones para los edificios multifamiliares será de acuerdo al número de dormitorios de cada departamento, según nuestra arquitectura tenemos 3 dormitorios por departamento, y un departamento por cada piso, por lo cual tenemos cinco departamentos, entonces tenemos los siguientes resultados:

Agua fría:

5 departamentos x 1200 litros/día en 3dormitorios → 6000 litros/día

Agua caliente:

5 departamentos x 390 litros/día en 3dormitorios → 1950 litros/día

Otros:

Agua mínimo para combatir incendios es 25 m<sup>3</sup> → 25000 litros/día

Agua para áreas comunes → 500 litros/día

Dotación Total : 33450 litros/día

33.45 m<sup>3</sup>

La norma establece que cuando se usa una combinación de cisterna, bombas de elevación y tanque elevado, la primera no será menor a  $\frac{3}{4}$  de la dotación diaria y la del tanque elevado no será menor a  $\frac{1}{3}$  de dicha dotación, entonces nuestra cisterna tendrá una capacidad de  $33.45 \text{ m}^3 \times (\frac{3}{4}) \approx 25 \text{ m}^3$ , y nuestro tanque elevado tendrá una capacidad de  $33.45 \text{ m}^3 \times (\frac{1}{3}) \approx 11 \text{ m}^3$ , esas serán las dimensiones del volumen de agua, las cuales aumentarán debido a la altura de rebose y la luz libre que deben tener ambos contenedores de agua.

Las dimensiones de la cisterna se encuentran limitadas por las columnas C-04, C-05 y por la placa del ascensor de servicio, con estos limitantes tendríamos una área de 19.53 m<sup>2</sup> (3.80mx5.14m), y colocando 25cm de espesor de muro tendríamos un área interna de 15.30 m<sup>2</sup> por lo que nuestra altura de agua sería de 1.63 m, al sumarle las altura de rebose y la luz libre tendríamos una altura interna de la cisterna de 2.05 m. La tapa y el fondo serán de 0.15 m de espesor.



## 2.10 ASCENSORES Y CUARTO DE MÁQUINAS

Los ascensores tienen la función de conectar los diversos niveles de una edificación de una manera más rápida, en nuestra estructura tenemos 2 ascensores uno principal y uno de servicio, ambos van desde los niveles de sótano hasta el 5to piso. De acuerdo a la norma EM.070 en su artículo 4 establece las consideraciones específicas para el predimensionamiento de una caja de ascensor, el edificio que estamos analizando, a continuación se muestran las características de cada ascensor :

	Ascensor Principal	Ascensor de Servicio
Diferencia de nivel entrepisos (m)	3.05	3.05
Área de cabina (m <sup>2</sup> )	3.30	1.90
Número de pasajeros	15	10
Capacidad de carga (Kg)	1125	750
Puertas de acceso	1.80m x 2.40 m	1.40m x 2.40 m
Velocidad (m/s)	1.00	1.00
Profundidad del foso (m)	1.65	1.65

## 2.11 MUROS DE CONTENCIÓN

Es un elemento estructural cuya función principal es resistir las presiones laterales producidas por el suelo, en nuestro caso también contribuye a resistir los pesos de las losas aligeradas del sótano y semisótano. Tomando en consideración lo que dice la norma E.060 en su artículo 15.4.1.3 en la cual se establece un espesor mínimo 0.20m para muros exteriores de sótano, entonces tomamos el espesor de 0.25m , pues nuestra estructura tendrá dos sótanos .

### CAPÍTULO 3. METRADO DE CARGAS

El metrado de cargas consiste en estimar las cargas verticales actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen el edificio. En esta edificación se presentan dos tipos de cargas: estáticas y dinámicas, siendo las estáticas, las cargas permanentes o muertas las cuales actúan durante la vida útil de la estructura; y las cargas vivas o sobrecargas son cargas gravitacionales de carácter móvil que pueden actuar en diferentes tiempos en los ambientes de la estructura; las cargas dinámicas son aquellas cargas cuya magnitud, dirección y sentido varían rápidamente con el tiempo, por lo que originan esfuerzos y desplazamientos sobre la estructura. La norma de cargas E.020 establece las cargas estáticas mínimas que se aplicaran sobre los elementos estructurales. Primero vamos a definir los pesos unitarios:

Concreto armado	2400 kg/m <sup>3</sup>
Albañilería (pandereta)	1350 kg/m <sup>3</sup>
(macizo)	1800 kg/m <sup>3</sup>
Agua	1000 kg/m <sup>3</sup>

Luego los pesos de carga muerta expresados en unidad de superficie:

Aligerado ( 1 dirección)	h = 25 cm	350 kg/m <sup>2</sup>
( 2 direcciones)	h = 25 cm	422 kg/m <sup>2</sup>
Losa maciza	h = 20 cm	480 kg/m <sup>2</sup>
Tabiquería (pandereta)	e = 15 cm	203 kg/m <sup>2</sup>
(macizo)	e = 15 cm	270 kg/m <sup>2</sup>
Acabado	e = 5 cm	100 kg/m <sup>2</sup>

Luego los pesos de carga viva o sobrecarga expresados en unidad de superficie:

Vivienda	200 kg/m <sup>2</sup>
Corredores y escaleras	200 kg/m <sup>2</sup>
Azotea	100 kg/m <sup>2</sup>
Tanque elevado	1000 kg/m <sup>3</sup>
Cuarto de máquinas (ascensor)	1000 kg/m <sup>3</sup>



### 3.1 METRADO DE LOSAS ALIGERADAS

Para realizar el metrado de una losa aligerada unidireccional de  $h=25$  cm de peralte, se elige una franja tributaria de 40cm de ancho, tomando como eje el centro de la vigueta, las cargas repartidas a lo largo de la vigueta se dan en ton/m (Figura 3.1); mientras que las cargas puntuales se da en ton.

Como ejemplo vamos a metrar la losa que se encuentra entre los ejes A-C y 1-3 a la que denominamos paño 1 (Figura 3.4). La ubicación de todos los paños esta indicado en las Figuras 3.2, 3.3, 3.4.

Carga muerta (CM) :

$$\begin{aligned} \text{Peso propio} &= 350 \times 0.40 = 140 \text{ kg/m} \\ \text{Piso terminado} &= 100 \times 0.40 = 40 \text{ kg/m} \end{aligned} \quad \Rightarrow \quad \text{CM} = 180 \text{ kg/m por vigueta}$$

Cargas Puntuales:

$$\begin{aligned} \text{Peso del tabique} &= \text{Peso específico} \times \text{espesor tabique} \times \text{altura de tabique} \times \text{ancho} \\ w &= 1.35 \times 0.15 \times 2.85 \times 0.40 = 0.231 \text{ ton/m} = 231 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Carga viva (CV) :

$$\begin{aligned} \text{Sobrecarga (s/c)} &= 200 \times 0.40 = 80 \text{ kg/m} & \text{CV} &= 80 \text{ kg/m por vigueta} \\ \text{Sobrecarga(azotea)} &= 100 \times 0.40 = 40 \text{ kg/m} & \text{CV(azot)} &= 40 \text{ kg/m por vigueta} \end{aligned}$$

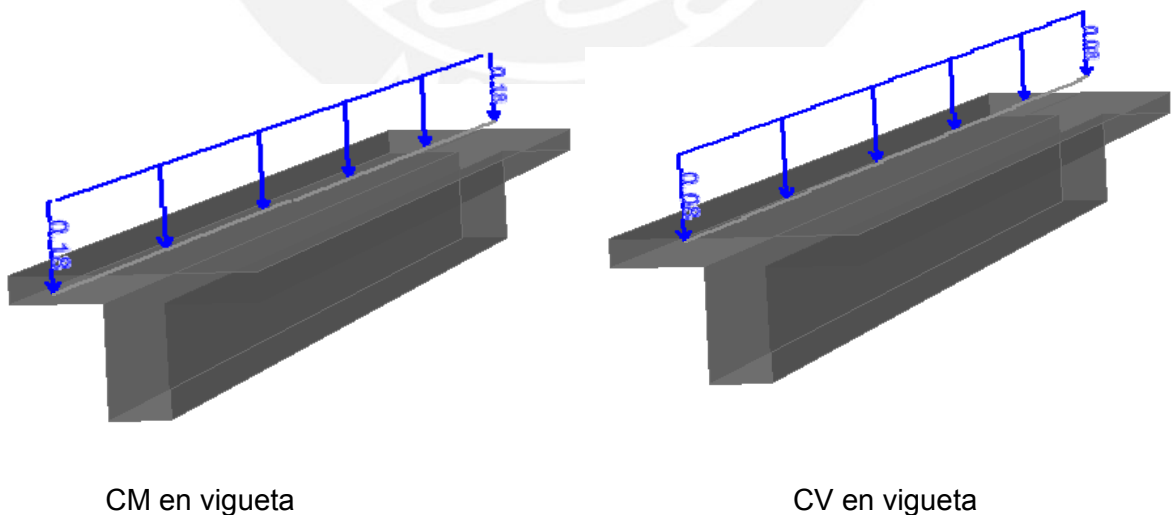


Figura 3.1. Vista en perspectiva de cargas vivas y muertas

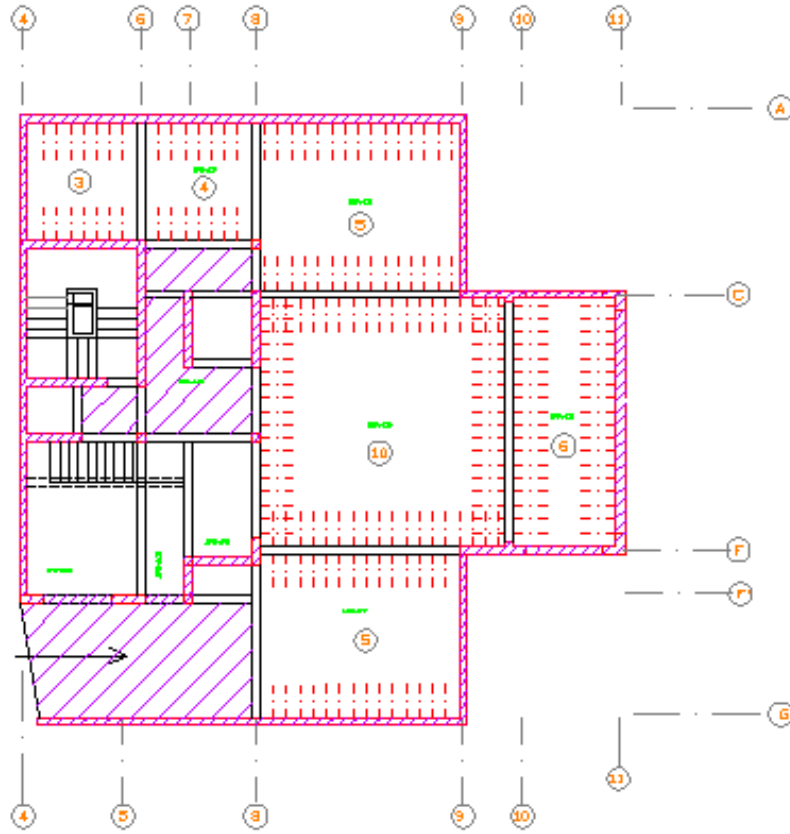


Figura 3.2 Paños de aligerado Sótano 2

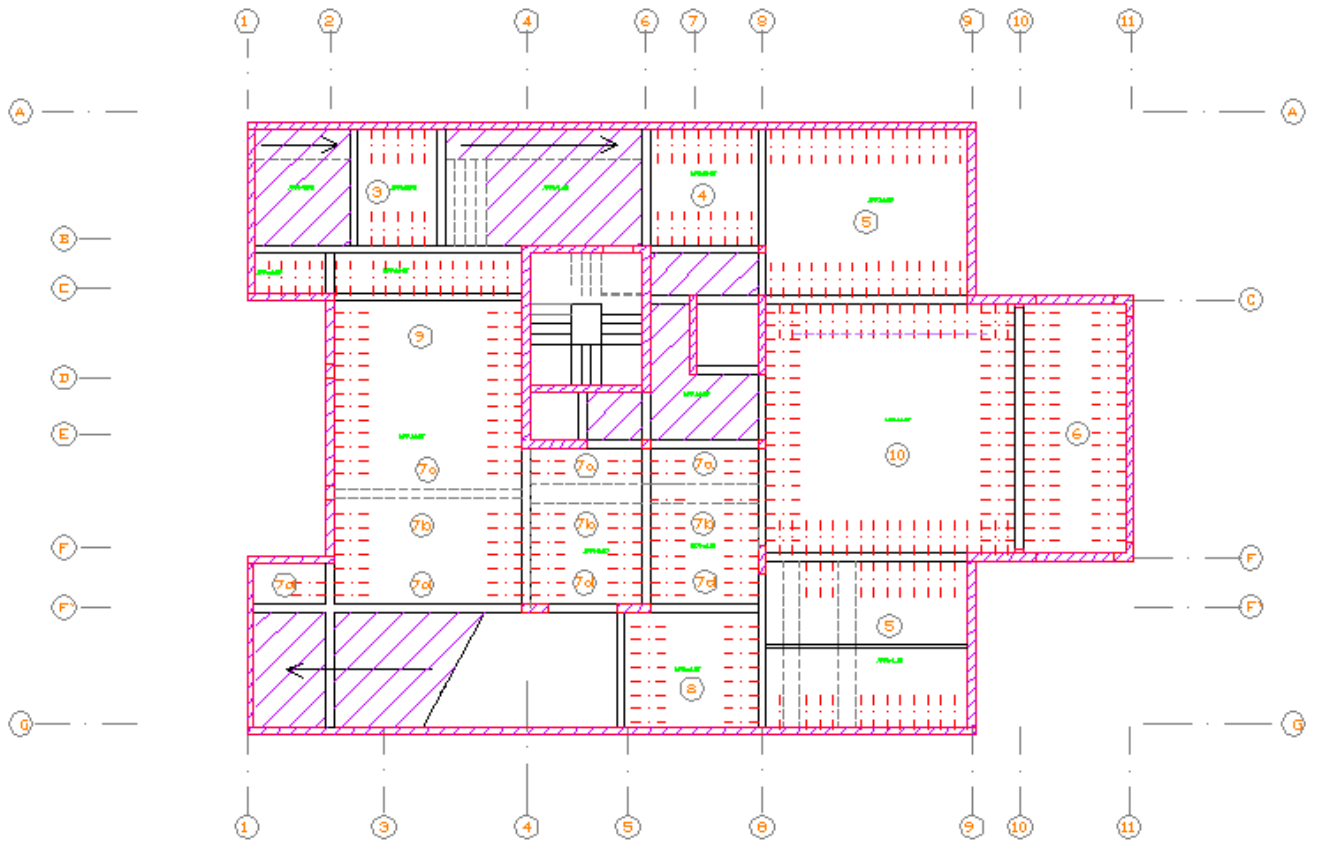


Figura 3.3 Paños de aligerado Sótano 1

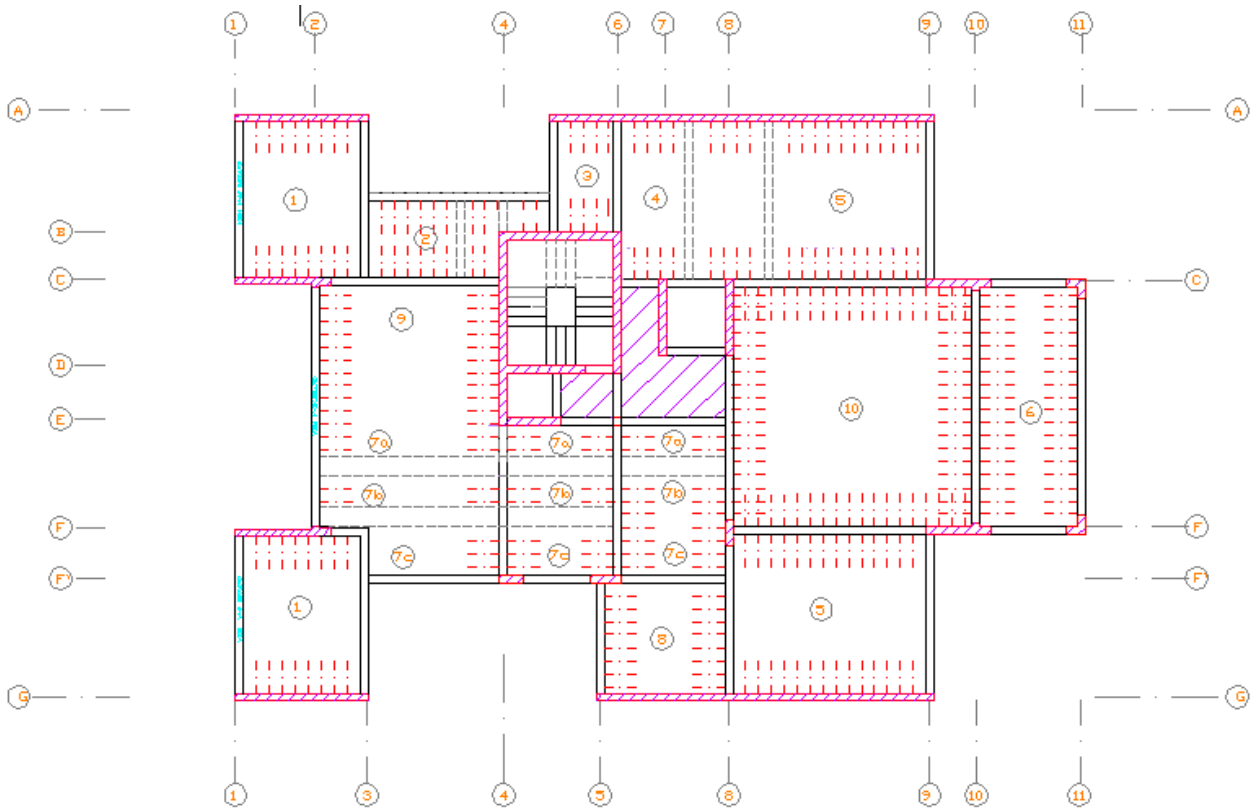


Figura 3.4 Paños de aligerado típico

En el siguiente cuadro se observa las dimensiones de cada paño, así como la ubicación de las cargas puntuales . (Las dimensiones de los paños son a ejes)

PARTE	SOTANO	SEMISOTANO	TÍPICO
①			4.96
②			2.66 + 1.50
③	3.69	3.69	3.69
④	3.96	3.96	1.20 + 3.96 2.07 + 3.09
⑤	5.16	1.50 + 3.66	5.16
⑥	3.25	3.25	3.25
⑦a	5.88	3.55 + 3.45	SEMISOTANO Y TÍPICO

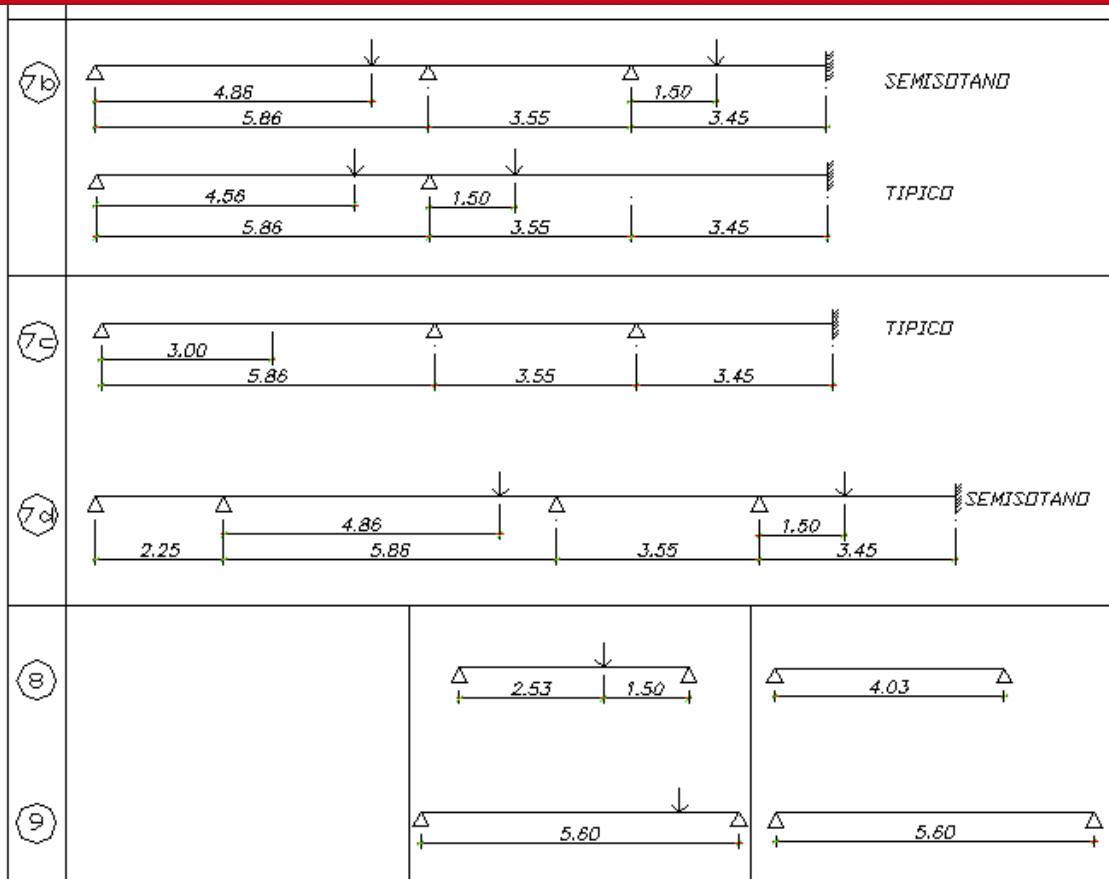


Figura 3.5 Cuadro de ubicación de cargas puntuales en aligerados por paños

### 3.2 METRADO DE LOSAS ALIGERADAS EN DOS DIMENSIONES

Para el metrado de una losa aligerada de dos sentidos de 0.25 m , tomamos una franja cuadrada de 0.40 m x 0.40 m (Figura 3.6). Como ejemplo vamos a metrar el paño ubicado entre los ejes 8 – 9 y C –F ( Paño 10 ), hacemos lo siguiente:

Carga muerta (CM) :

$$\begin{aligned} \text{Concreto} &= 0.10 \times 0.70 \times 0.20 \times 2400 = 33.60 \text{ kg} \\ &0.40 \times 0.40 \times 0.05 \times 2400 = 19.20 \text{ kg} \quad \Rightarrow \quad 66.00 \text{ kg} \\ \text{Ladrillo} &= 0.30 \times 0.30 \times 0.20 \times 733.3 = 13.20 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Peso propio por área de vigueta} = 66 \text{ kg} / (0.40\text{m})^2 = 412.5 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Peso propio} &= 412.50 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Piso terminado} &= 100.00 \text{ kg/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{CM} = 512.50 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Carga viva (CV) :

Sobrecarga (s/c) = 200 kg/m<sup>2</sup> ( Sótano, Semisótano y típicos)

Sobrecarga = 100 kg/m<sup>2</sup> (azotea)

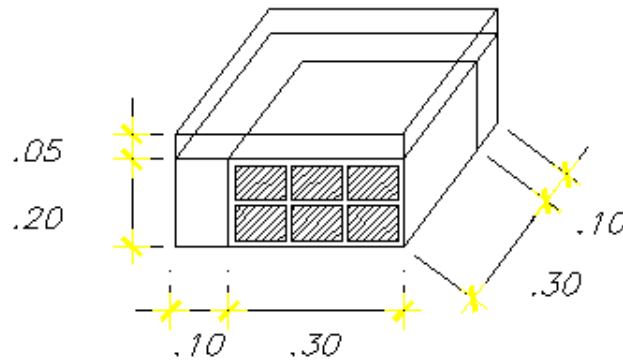


Figura 3.6

### 3.3 METRADO DE LOSAS MACIZAS

Para el metrado de una losa maciza (h=20 cm) de una dirección analizamos una franja de losa por un metro de ancho.

Carga muerta (CM) :

Peso propio = 2400 x 0.20 x 1.00 = 480 kg/m

P. terminado = 100 x 1.00 = 100 kg/m  $\Rightarrow$  CM = 580 kg/m

Carga viva (CV) :

Sobrecarga (s/c) = 200 x 1.00 = 200 kg/m

Sobrecarga(azotea)= 100 x 1.00 = 100 kg/m

### 3.4 METRADO DE VIGAS PERALTADAS

Para realizar el metrado de las vigas se consideran todos los elementos que transmiten su carga sobre ella, como son : las losas aligeradas ,losas macizas , , tabiques , parapetos , vigas chatas y peraltadas apoyadas sobre ella, considerando además su peso propio y sobrecarga. Para lo cual utilizamos el método de Zonas de Influencia, en el cual solo se consideran las cargas actuantes en la mitad de los paños adyacentes a ella, para cargas actuantes paralelas a la viga metrada se considera un ancho tributario igual a 4t (t = espesor de la losa).

Como ejemplo del metrado de vigas peraltadas, se analizará el metrado de la viga V – 1 ( .25x.70) .

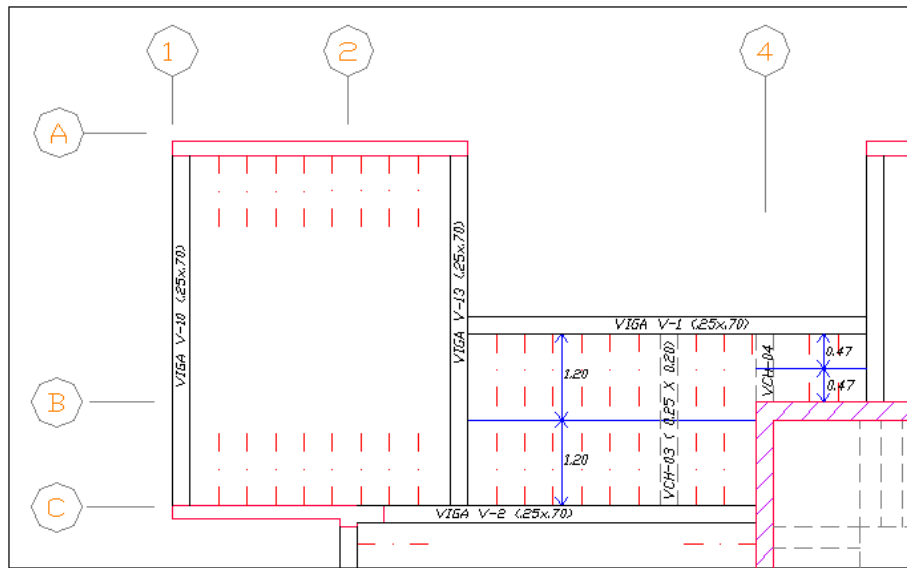


Figura 3.7 Ubicación de viga V-1

Piso típico

- Carga muerta (CM) :

Tramo 1

Peso propio =  $2400 \times 0.25 \times 0.70 = 420 \text{ kg/m}$   
 Tabique (h=2.35m) =  $1800 \times 0.15 \times 2.35 = 634.5 \text{ kg/m}$   
 Losa aligerada (perpendicular) =  $350 \times 1.20 = 420 \text{ kg/m}$   
 P. terminado =  $100 \times ( 1.20 + (0.25-0.15)) = \underline{130} \text{ kg/m}$   
 CM = 1604.5 kg/m

Tramo 2 (tramo de aligerado mas corto)

Peso propio =  $2400 \times 0.25 \times 0.70 = 420 \text{ kg/m}$   
 Tabique (h=2.85m) =  $1800 \times 0.15 \times 2.35 = 634.5 \text{ kg/m}$   
 Losa aligerada (perpendicular) =  $350 \times 0.47 = 164.5 \text{ kg/m}$   
 P. terminado =  $100 \times ( 0.47 + (0.25-0.15)) = \underline{57} \text{ kg/m}$   
 CM = 1276 kg/m

- Carga viva (CV) :

Tramo 1

Sobrecarga (s/c) =  $200 \times (1.20 + (0.25-0.15)) = 260 \text{ kg/m}$

Tramo 2

Sobrecarga (s/c) =  $200 \times (0.47 + (0.25-0.15)) = 114 \text{ kg/m}$

- Cargas puntuales

VCH-03 ( P1 )

$$((2400 \times 0.25 \times 0.20) + (1800 \times 0.15 \times 2.35) + 100 (4 \times 0.20)) \times 2.40 / 2 = 1001.4 \text{ kg/m}$$

VCH-04 ( P2 )

$$((2400 \times 0.25 \times 0.20) + (1800 \times 0.15 \times 2.35) + 100 (0.10)) \times 0.95 / 2 = 363.14 \text{ kg/m}$$

Azotea

Carga muerta (CM) :

Peso propio =  $2400 \times 0.25 \times 0.70 = 420 \text{ kg/m}$

Losa aligerada (perpendicular) =  $350 \times 1.20 = 420 \text{ kg/m}$

P. terminado =  $100 \times (1.20 + 0.25) = 145 \text{ kg/m}$

CM =  $985 \text{ kg/m}$

Carga viva (CV) :

Sobrecarga =  $100 \times (1.20 + 0.25) = 145 \text{ kg/m}$

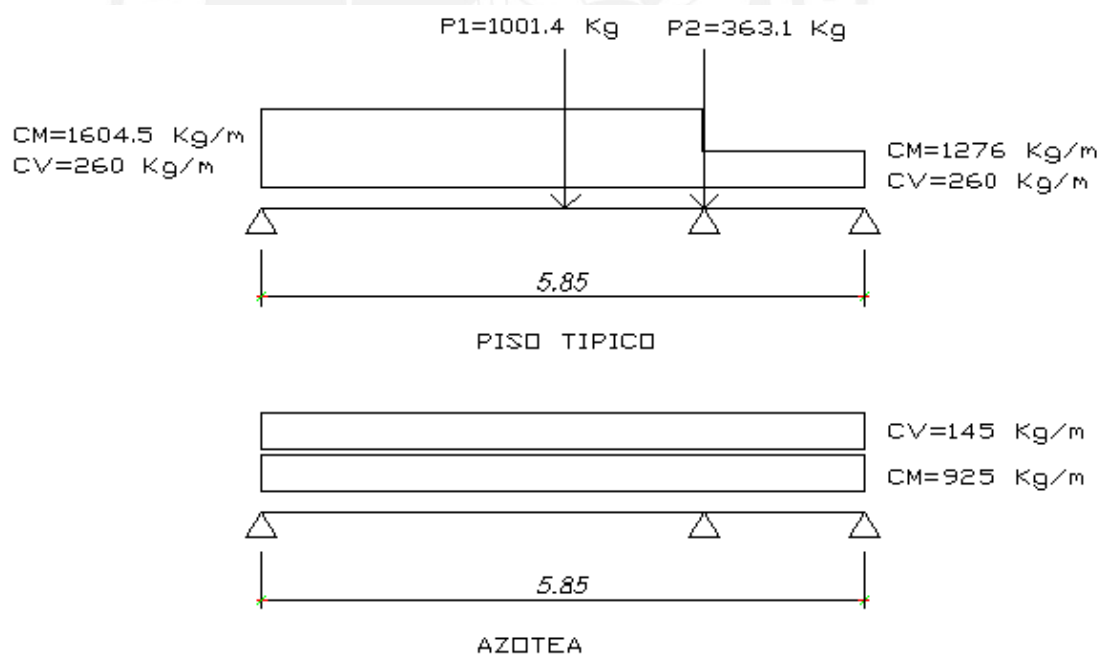


Figura 3.8 CM , CV y caras puntuales en piso típico y azotea.

### 3.5 METRADO DE VIGAS CHATAS

El metrado de las vigas chatas es similar al de las vigas peraltadas, con la consideración de que su peralte es igual valor al espesor de la losa aligerada , la función principal de estas vigas es soportar los pesos de los tabiques.

Por ejemplo, la viga chata que se encuentra en el sótano 1 entre los paños 8 – 9 y F – G (Figura 3.3) , la cual tiene dimensiones de 0.50m x 0.25m, entonces :

- Carga muerta (CM) :

Peso propio =  $2400 \times 0.50 \times 0.25 = 300 \text{ kg/m}$

Tabique (h=2.85m) =  $1350 \times 0.15 \times 2.85 = 577.1 \text{ kg/m}$

P. terminado =  $100 \times 0.50 = \underline{50} \text{ kg/m}$

CM =  $927.1 \text{ kg/m}$

- Carga viva (CV) :

Sobrecarga (s/c) =  $200 \times 0.50 = 100 \text{ kg/m}$

También existen diferentes dimensiones de vigas chatas en la estructura .

VCH 0.60 x 0.25 : CM = 987.1 kg/m CV : 100 kg/m

VCH 0.40 x 0.25 : CM = 867.1 kg/m CV : 100 kg/m

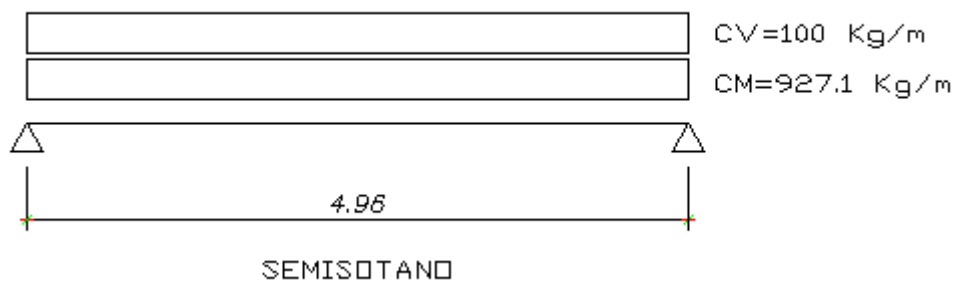


Figura 3.9 CM , CV en V-CH (.50x.25)

### 3.6 METRADO DE COLUMNAS

Para realizar el metrado de las columnas se trabaja con el método de áreas tributarias para obtener la carga axial actuante en la columna en cada nivel y estas cargas se acumulan hasta llegar al nivel donde nacen las columnas ,este transmisión de cargas se observa en la Figura 4.1 .



Por ejemplo metramos la columna C – 6 , ubicada en la intersección de los ejes 2 y E, la columna C- 6 nace en el semisótano y llega hasta el quinto piso, siendo una columna exterior, su ubicación y dimensiones del área tributaria se muestran a continuación en la figura 3.9.

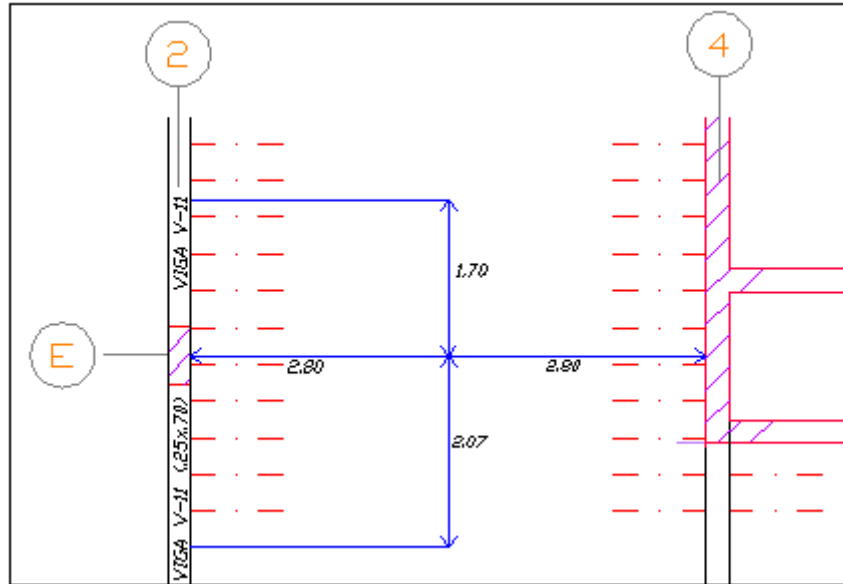


Figura 3.9 Ubicación y área tributaria de columna C-06

Pisos	Elemento	Carga Unitaria Kg/m o kg/m2	Area (m2) o Longitud Tributaria	P	P
				Parcial (Kg)	Acumulada (Kg)
AZOTEA	Aligerado	350	9.97	3489.50	
	Viga V - 11	420	3.07	1289.40	
	Columna	420	3.05	1281.00	
	Acabados	100	10.56	1056.00	
	Sobrecarga	100	10.56	1056.00	
				PM =	8171.90
				PV =	1056.00
1ero	Aligerado	350	9.97	3489.50	
2do	Viga V -11	420	3.07	1289.40	
	Columna	420	3.05	1281.00	
3ro	Tabique	108	3.07	331.56	
4to	Acabados	100	9.26	926.00	
Sótano 1	Sobrecarga	200	9.21	1842.00	
# de pisos		5		PM =	9159.46
				PV =	1842.00
				PM =	53969.20
				PV =	10266.00

Figura 3.10 Metrado de columna C-01

### 3.7 METRADO DE PLACAS

Para realizar el metrado de las placas trabajamos de manera similar que con las columnas, utilizando el método de las áreas tributarias. Por ejemplo mediremos la placa PL – 01, ubicada entre los ejes 1 y 3 con el eje G

Pisos	Elemento	Carga Unitaria Kg/m o kg/m2	Area (m2) o Longitud Tributaria	P Parcial (Kg)	P Acumulada (Kg)
A	Aligerado	300	10.17	3051.00	
Z	Viga V – 09	420	2.45	1029.00	
O	Viga V – 12	420	2.45	1029.00	
T	Placa	1992	3.05	6075.60	
E	Acabados	100	11.00	1100.00	
A	Sobrecarga	100	11.00	1100.00	
				PM =	12284.60
				PV =	1100.00
1ero	Aligerado	300	10.17	3051.00	
2do	Viga V – 09	420	2.45	1029.00	
3ero	Viga V – 12	420	2.45	1029.00	
4to	Placa	1992	3.05	6075.60	
Sótano	Acabados	100	10.17	1017.00	
	Sobrecarga	200	10.17	2034.00	
# de pisos		5		PM =	12201.60
				PV =	2034.00
				PM =	73292.60
				PV =	11270.00

Figura 3.11 Metrado de placa PL-01

### 3.8 METRADO DE ESCALERAS

En el metrado de la escalera tenemos dos partes, una parte plana que corresponde a los descansos y otra parte inclinada donde están las gradas, el metrado de la parte plana es similar al de una losa maciza, mientras que las cargas en el tramo inclinado están distribuidas en su plano, por lo que se tendrá que transformar en una carga equivalente por unidad de área, la formula se muestra a continuación ( $w(pp)$ ), también se tomará en cuenta para el metrado las cargas de los acabados y sobrecargas.

$$w(pp) = \gamma \left( \frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left( \frac{cp}{p} \right)^2} \right)$$

Por ejemplo mediremos el tramo 2 de la escalera E-01, la cual tiene las siguientes características: el paso (p) es 0.30 m, el contrapaso (cp) de 0.17m, la garganta (t) de 0.15m, el ángulo ( $\theta$ ) es de 29.54 grados, el descanso y el ancho de 1.20m en ambos lados de la escalera.

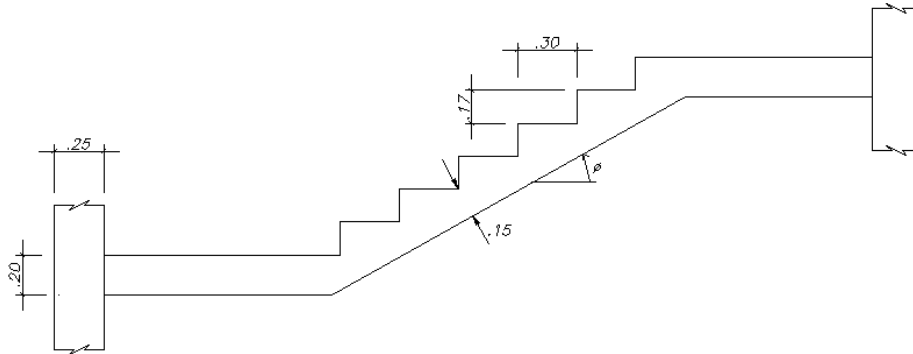


Figura 3.12 Corte de escalera

Reemplazando las fórmulas obtenemos que  $w (pp) = 606.40 \text{ kg/m}^2$ , entonces :

- Tramo inclinado :
 

Peso propio	=	606.40	kg/m <sup>2</sup>	
Acabados	=	100.00	kg/m <sup>2</sup>	
<u>CM</u>	=	706.40	kg/m <sup>2</sup>	CV = 200 kg/m <sup>2</sup>
- Descanso :
 

Peso propio	=	0.20 x 2400	= 480	kg/m <sup>2</sup>	
Acabados	=	100	kg/m <sup>2</sup>		
<u>CM</u>	=	580	kg/m <sup>2</sup>	CV = 200 kg/m <sup>2</sup>	

, siendo el ancho de la escalera 1.20m en todos los tramos, por lo tanto :

- |                   |            |      |          |      |
|-------------------|------------|------|----------|------|
| Tramo inclinado : | CM = 847.7 | kg/m | CV = 240 | kg/m |
| Descanso :        | CM = 696   | kg/m | CV = 240 | kg/m |

### 3.9 METRADO DE TANQUE ELEVADO

Los tanques elevados están compuestos por muros perimetrales, fondo y tapa de concreto armado, para el metrado se tomó las paredes laterales como losas macizas armadas en dos sentidos, pues por un lado están sujetas a cargas perpendiculares producidas por la presión de agua y por otro lado su peso propio y las cargas que provienen de la tapa y fondo del tanque. Para el tanque elevado tomamos el espesor de 0.25 m para muros y losa de fondo; y para la tapa 0.15 m de espesor de losa, además tomamos en cuenta que se realizará un tarrajeo impermeabilizante, para evitar filtraciones del agua, este tarrajeo será un acabado de 100 kg/cm<sup>2</sup>.

Tapa :

$$\text{Peso propio } 0.15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$\underline{\text{Acabados}} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CM} = 460 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CV} = 100 \text{ kg/m}^2$$

Fondo y paredes laterales :

$$\text{Peso propio } 0.25 \times 2400 = 600 \text{ kg/m}^2$$

$$\underline{\text{Acabados}} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CM} = 700 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CV} = 1000 \text{ kg/m}^2$$

### 3.10 METRADO DE CISTERNA

Su metrado es similar al de los tanques elevados, solo se añade los efectos de la presión de la tierra sobre las paredes de la cisterna. Para la cisterna consideramos el espesor de 0.25 m para las paredes laterales y fondo, mientras que de 0.20 para la tapa. Se asumió que el coeficiente del terreno ( $K_A$ ) sería de 0.3 para el terreno.

Tapa :

$$\text{Peso propio } 0.15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$\underline{\text{Acabados}} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CM} = 460 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CV} = 200 \text{ kg/m}^2$$

Fondo :

$$\text{Peso propio } 0.15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$\underline{\text{Acabados}} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CM} = 460 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{s/c} = \text{CV} = 1000 \times 1.65 = 1650 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{agua de cisterna})$$

Paredes laterales :

Se considerará el empuje de la tierra, el empuje lateral debido al agua, y el empuje debido a una sobrecarga existente, cabe señalar que la situación más crítica será cuando la cisterna este vacía y solo actúen el empuje del terreno y el empuje de la sobrecarga, los empujes serán calculado de la siguiente forma:

$$w = K_a \times \gamma \times H$$

$$\text{Empuje de terreno} : w = 0.3 \times 2000 \times 2.05 = 1230 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Empuje de sobrecarga} : w = 0.3 \times 200 = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Empuje del agua} : w = 1 \times 1000 \times 1.65 = 1650 \text{ kg/m}^2$$

## CAPÍTULO 4.

### ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

Las primeras cargas que actúan sobre la estructura son las cargas de gravedad, estas cargas están compuestas por los pesos propios y sobrecargas de los diversos elementos estructurales tales como aligerados que soportan a los tabiques, los aligerados transmiten sus cargas a las vigas, y estas a las columnas, finalmente las cimentaciones soportan todas las cargas y las transmiten al suelo, tal como se aprecia en la figura 4.1

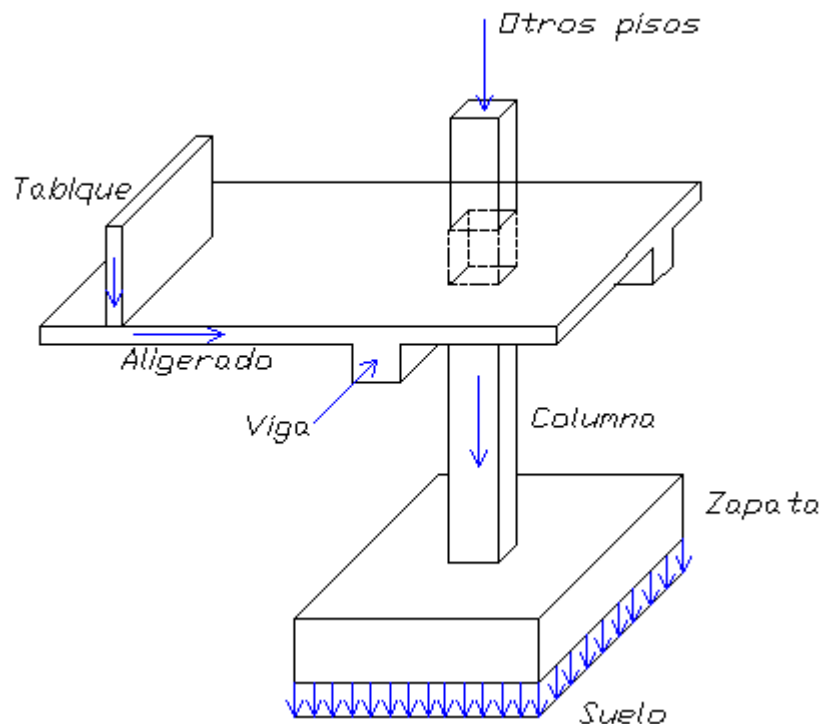


Figura 4.1 Transmisión de cargas

#### 4.1 MODELAJE ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

Para realizar el análisis por cargas de gravedad, se utilizó el programa ETABS 8.4.7, para modelar la estructura, a continuación se muestran algunas figuras y datos que se tomaron para el modelaje.

- Los valores ingresados fueron en unidades de toneladas y metros
- Al ser viviendas, las sobrecargas para los pisos serían de  $0.20 \text{ ton/m}^2$  y de  $0.10 \text{ ton/m}^2$  para las azoteas.
- Las alturas de los niveles a ejes fueron de 3.05 m en los pisos típicos, y de 2.80 m y 2.95 m, para el sótano 2 y sótano 1, respectivamente.

- Las propiedades del concreto son ingresados de la siguiente manera:

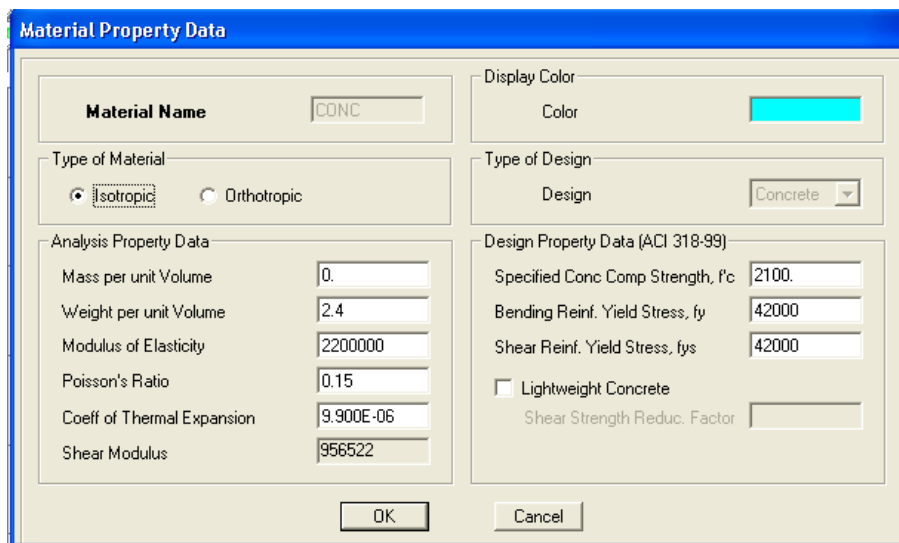


Figura 4.2 Cuadro de propiedades del material (Concreto)

- Las vigas y columnas son ingresadas de la siguiente manera:

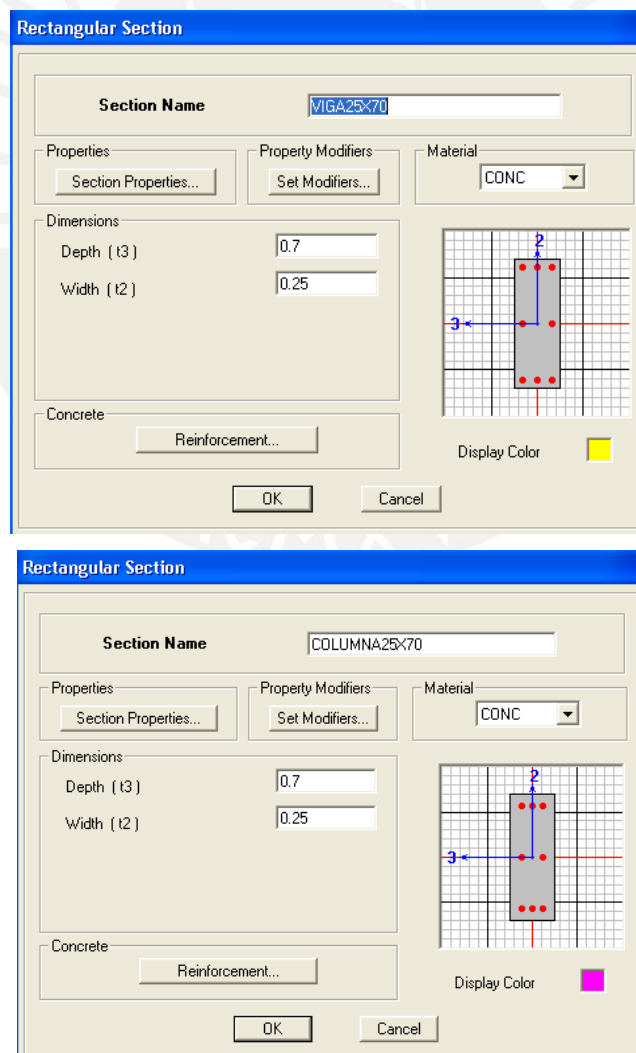


Figura 4.3 Algunas secciones estructurales (viga y columna)



- Las losas aligeradas, losas, macizas y muros estructurales, son definidos a continuación:

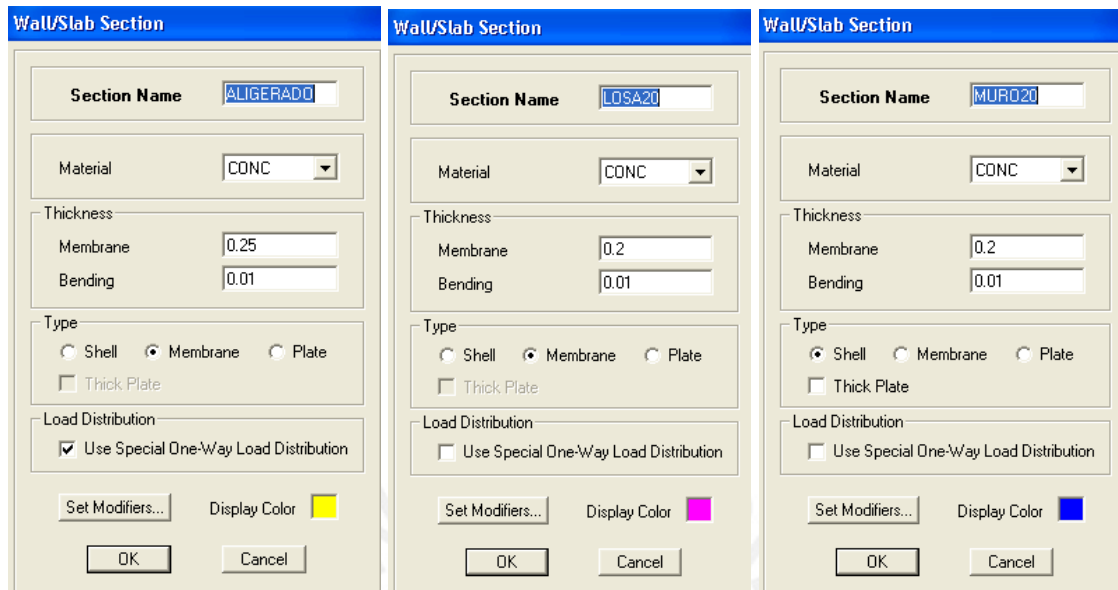


Figura 4.4 Algunas secciones estructurales (aligerado ,losa y placa)

- El sentido de los aligerados se aprecian en las figuras 3.2 , 3.3 y 3.4 .
- En el modelaje no se ha considerado la escalera, la cisterna, ni el tanque elevado, estos elementos se desarrollarán de manera aparte.
- Se ha colocado un diafragma rígido en cada piso de la estructura.

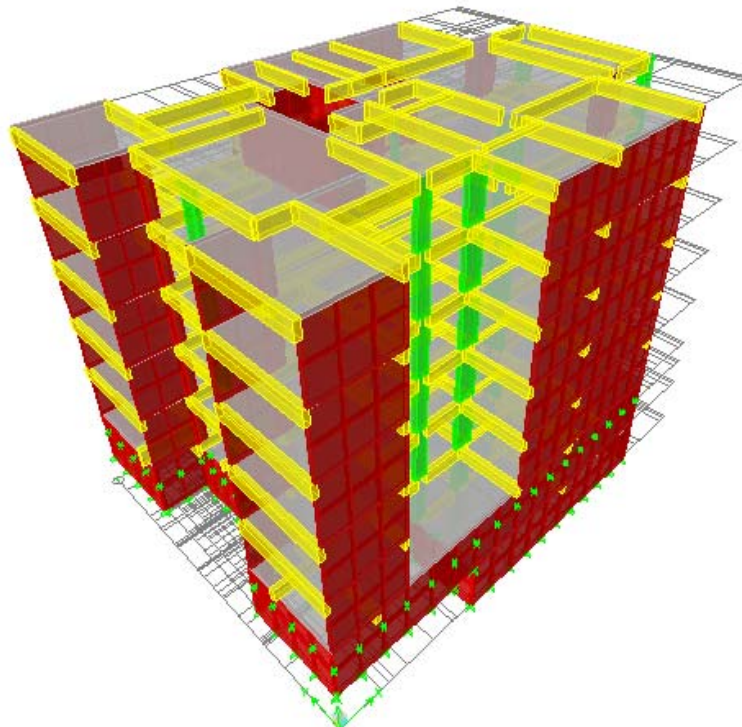


Figura 4.5 Vista del edificio desde la calle Carlos Graña

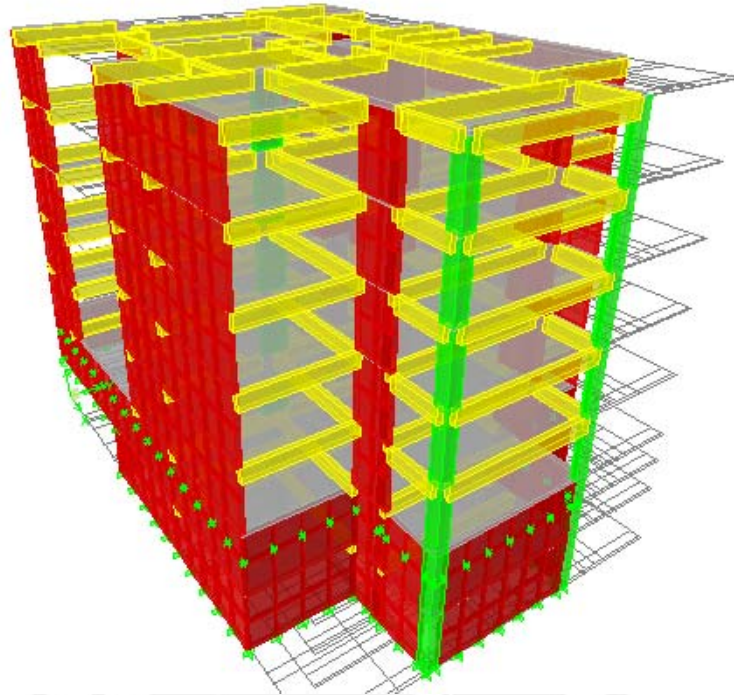


Figura 4.6 Vista del edificio desde el parque Santa Margarita.

#### 4.2 RESULTADOS DE ANÁLISIS BAJO CARGAS DE GRAVEDAD

A continuación se muestran los diagramas de cargas de gravedad para los distintos ejes de la estructura:

- Momentos en el Eje 2 ,

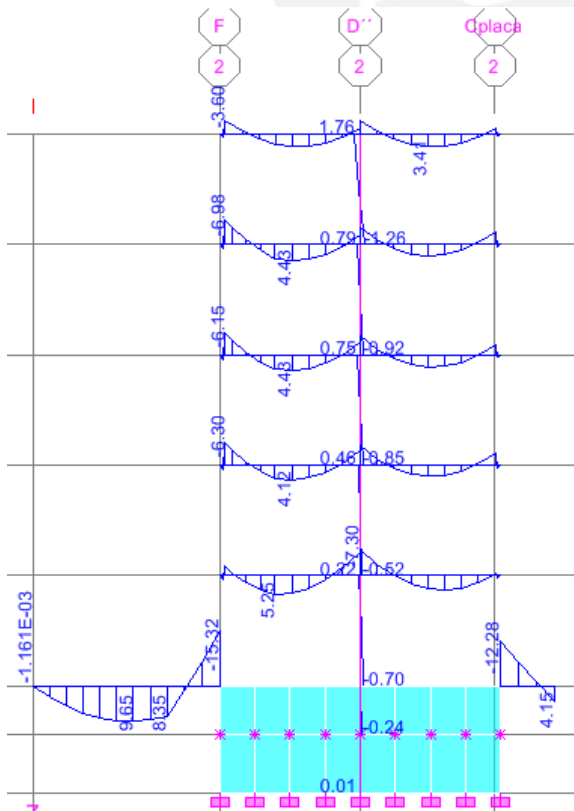


Figura 4.7 Momentos debido a CM

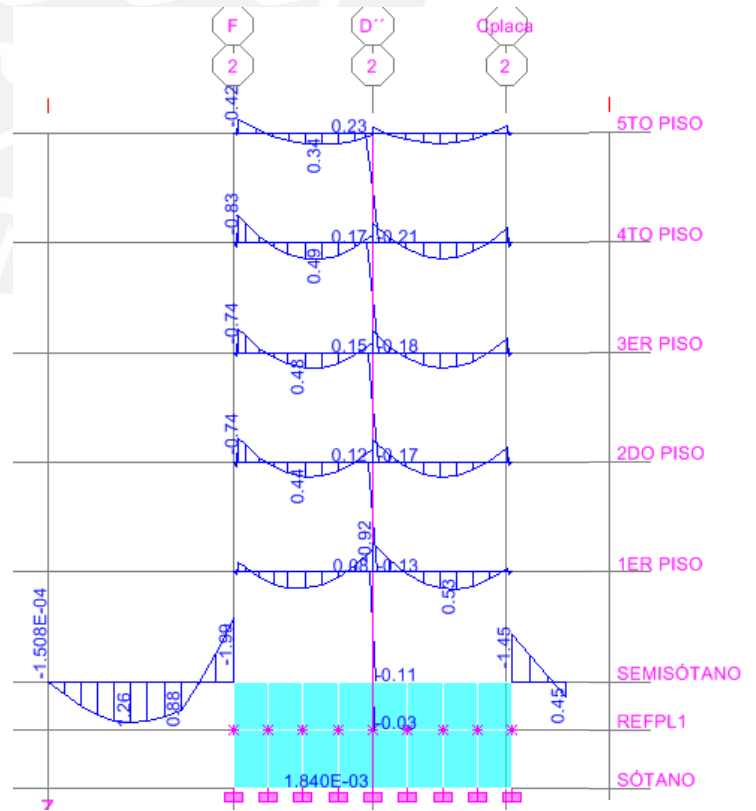


Figura 4.8 Momentos debido a CV



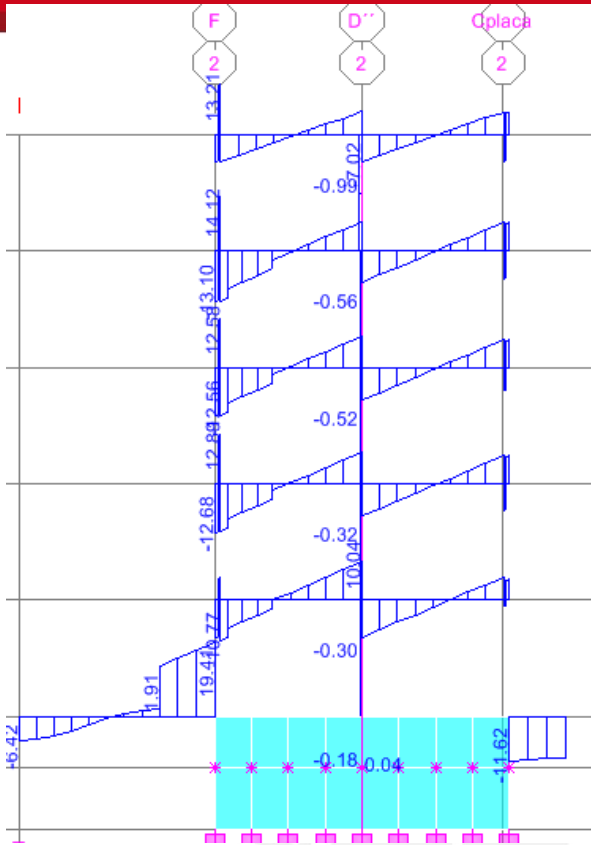


Figura 4.9 Cortantes debido a CM

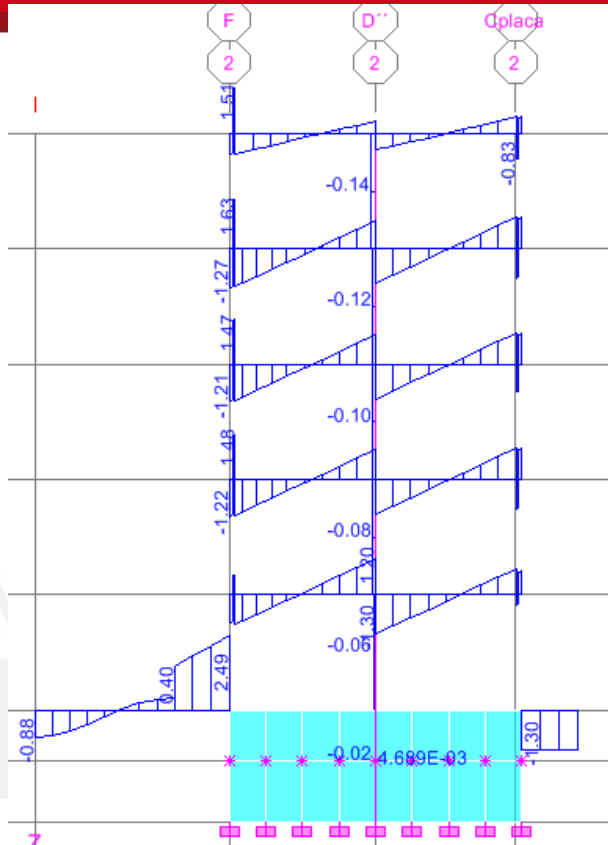


Figura 4.10 Cortantes debido a CV

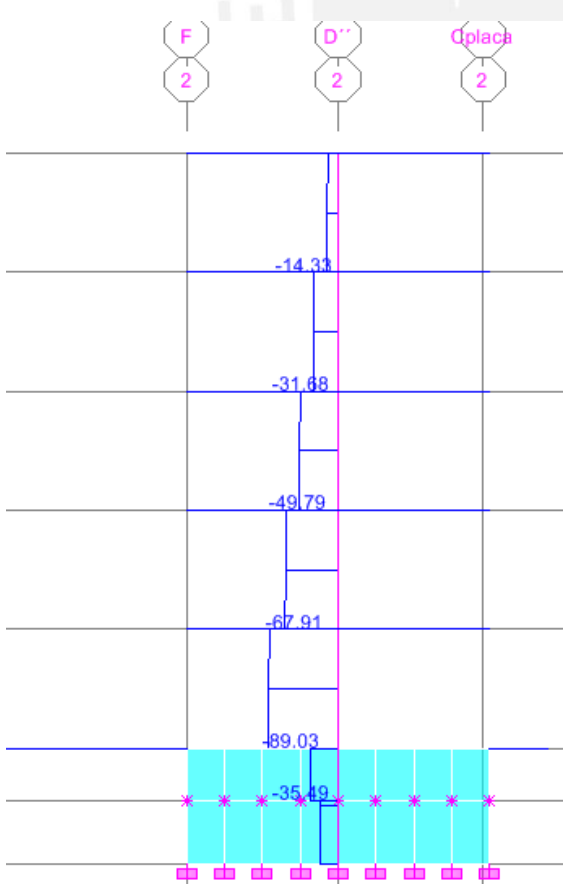


Figura 4.11 Axiales debido a CM

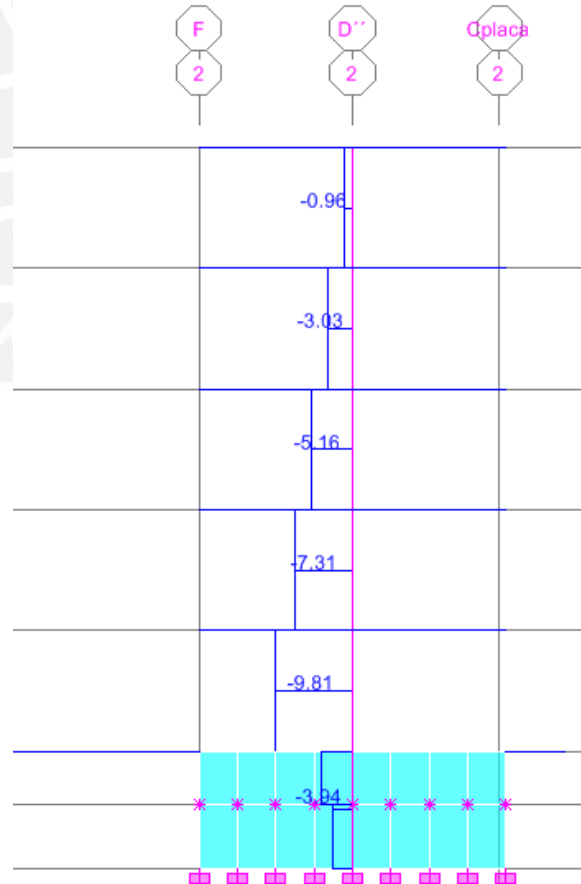


Figura 4.12 Axiales debido a CV

## CAPÍTULO 5. ANÁLISIS SÍSMICO

### 5.1 INTRODUCCIÓN

Nuestro país se encuentra en una zona altamente sísmica, donde los desplazamientos laterales y las fuerzas sísmicas son parámetros que condicionan en gran medida los proyectos de edificaciones. La Norma E.030 (2003) establece un procedimiento dinámico para el análisis de cualquier tipo de edificio y un método estático para edificios regulares y de baja altura, en ambos métodos la fuerza cortante en la base tiene un valor mínimo  $V_{\min}$  con el fin de garantizar una resistencia horizontal mínima en las edificaciones, por eso en la parte final del análisis comparamos los cortantes obtenidos de ambos métodos a fin de cumplir con los mínimos establecidos. El análisis sísmico se realizó según el procedimiento de superposición modal espectral. Considerando las condiciones de suelo, las características de la estructura y las condiciones de uso, se utilizaron los parámetros sísmicos que se describen líneas abajo.

#### *Procedimiento de Análisis.-*

Para realizar el análisis dinámico se utilizó el Programa ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems.) Este programa permite realizar el análisis dinámico en forma tridimensional de las estructuras; en el modelaje se consideraron todas las características del edificio, tales como las placas, columnas, vigas y losas teniendo así un modelo tridimensional. Se ha idealizado la losa como un diafragma rígido en los niveles de entrepiso. El programa determina las rigideces y calcula las frecuencias naturales y los modos de vibración de la estructura, desplazamientos laterales, fuerzas horizontales, cortantes en los diversos niveles. En el análisis dinámico se ha empleado la superposición de 21 modos de vibración de la estructura, 3 formas de modo por cada nivel (2 traslacionales en X e Y, y 1 rotacional)

#### *Factor de Zona (Z).-*

La N.T.E. – E.030 considera al territorio nacional dividido en tres zonas sísmicas a cada una de las cuales asigna una aceleración máxima en la base rocosa, esta aceleración se expresa en términos de la aceleración de la gravedad (g) y se denomina factor Z, el cual se determina de acuerdo al mapa de Zonificación

Sísmica del Perú, en este caso la edificación ubicada en el departamento de Lima le corresponde la Zona 3 por consiguiente  $Z= 0.4$  (esto es 0.4 g).

*Factor de Uso e Importancia (U).*-

La N.T.E. – E 030 clasifica a las edificaciones en categorías de acuerdo a su uso e importancia, la edificación cae dentro de la categoría C es decir edificaciones comunes a las cuales le corresponden un Factor  $U=1.0$ .

*Factor de Suelo (S).*-

De acuerdo a la N.T.E. E.030, S representa el factor de amplificación de aceleraciones sísmicas por efecto del perfil del suelo de la cimentación respecto de la base rocosa, para el presente análisis se ha considerado un suelo rígido con un Factor  $S=1.0$ , perfil S1 y un periodo  $T_p = 0.4$  seg.

*Coefficiente Sísmico ( C ).*-

La aceleración máxima que recibe una estructura en su cimentación es amplificada por cada estructura en función de su periodo fundamental de vibración T. La N.T.E. E.030, estima esta amplificación mediante el factor de amplificación sísmica (C) y se expresa como:

$$C = 2.5 * \left( \frac{T_s}{T} \right) C \leq 2.5$$

*Coefficiente de Reducción R.*-

Dada la baja probabilidad de ocurrencia de las máximas fuerzas sísmicas (10% de probabilidad de ser excedida en 50 años de exposición), proveer una resistencia elevada es injustificable y oneroso por esta razón la N.T.E. E.030 permiten reducir la resistencia lateral de las estructuras respecto de la máxima sollicitación mediante el factor R. Para el análisis de la edificación en el estado actual se ha considerado para la dirección X un coeficiente de  $R_x = 6$  , y para Y un coeficiente de  $R_y = 7$ , esto por ser un sistema de muros estructurales y un sistema dual, respectivamente; además, por irregularidad de la estructura el R es  $\frac{3}{4}$  del tomado , entonces el  $R_x = 4.50$  y  $R_y = 5.25$  .

*Peso de la Estructura P.*-

Según el Cap IV Artículo 16.3 de RNE al peso permanente de la edificación se le agregará un porcentaje de carga viva o sobrecarga, siendo ésta para edificaciones de categoría C :  $P = CM + 25\% CV$

*Espectro de Pseudoaceleraciones (Sa).-*

<b>Tf</b>	0	0.1	0.4	0.41	0.42	0.43	0.44	0.45	0.46	0.47	0.48	0.49	0.5	0.51	0.52	0.53	0.54	0.55
<b>C=2.5(Tp/Tf)</b>	2.50	2.50	2.50	2.44	2.38	2.33	2.27	2.22	2.17	2.13	2.08	2.04	2.00	1.96	1.92	1.89	1.85	1.82

<b>Tf</b>	0.56	0.57	0.58	0.59	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3
<b>C=2.5(Tp/Tf)</b>	1.79	1.75	1.72	1.69	1.67	1.43	1.25	1.11	1.00	0.83	0.71	0.63	0.56	0.50	0.45	0.42	0.38	0.36	0.33

Siendo  $T_p = 0.4$ , según tablas de acuerdo al tipo de suelo (S1)

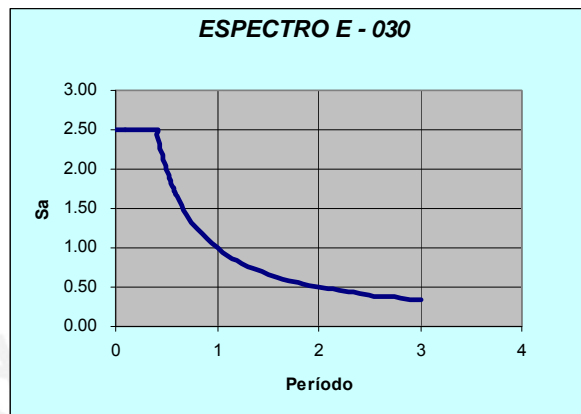


Figura 5.1 Tablas de Pseudoaceleraciones y espectro de respuesta

*Configuración Estructural .-*

- Irregularidad de Rigidez .-** Piso blando.-  
La suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos resistentes al corte de cada entrepiso de los pisos del edificio son similares, por lo que no se presenta esta irregularidad en el edificio.
- Irregularidad de Masa .-**  
Todos los pisos poseen la misma masa, pues son destinadas a viviendas, con excepción de la azotea, y el semisótano pero la norma indica que no es aplicable en estos casos por lo que no se presenta irregularidad por esta característica.
- Irregularidad de Geometría Vertical .-**  
Las plantas de la estructura son constantes verticalmente en todo el edificio por lo que no hay irregularidad por esta característica.
- Discontinuidad en los Sistemas Resistentes .-**  
No se encuentran elementos verticales que estén desalineados un nivel con respecto del otro por lo que hay no irregularidad en este punto .

- Irregularidad Torsional .-  
Se evaluará una vez que se conozcan los desplazamientos laterales de la edificación
- Esquinas entrantes .-  
Según la vista en planta del edificio podemos notar que tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son  
Dirección X - X = 7.05 m = 26.7% de la dimensión total ----- Irregular  
Dirección Y - Y = 7.64 m = 41.8% de la dimensión total ----- Irregular

Por lo tanto después de analizar todos los casos se concluye que la estructura es IRREGULAR en los dos sentidos X e Y.

## 5.2 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

El edificio a analizar tiene las siguientes características :

Z = 0.4, U = 1 , S = 1 , Tp = 0.4 , hn = 16.60 , Rx = 4.5 , Ry = 5.25

Dirección	Sistema estructural	Taprox (seg )	Caprox
X - X	Muros estructurales	Tx=hn/60 =0.28	2.5
Y - Y	Dual	Ty=hn/45 =0.37	2.5

Caprox: según Figura 5.1

Peso del edificio = 2505.60 Ton

$$\text{Cortante Basal } V_{\text{BASAL}} = \frac{ZUCS}{R} P$$

Vxx = 556.81 Ton ( 22.22 % del peso total del edificio)

Vyy = 477.27 Ton (19.05 % del peso total del edificio)

## 5.3 FUERZAS HORIZONTALES DE NIVEL

Mostramos a continuación la distribución de la cortante basal en los diversos niveles de acuerdo a la norma NTE 030.

$$F_i = \frac{P_i h_i}{\sum_{j=1}^n P_j h_j} (V - F_a) \quad F_a = 0.07 T V \leq 0.15 V$$

Como en nuestro caso el periodo es inferior a 0.7 seg, entonces no consideramos el factor Fa.

Piso	Peso	Altura	Pi x hi	%V	Vxx	Vyy
Sótano 2	285.77	0	0	0	0	0
Sótano 1	415.57	1.35	561.02	0.03	16.40	14.06
1ero	375.90	4.40	1,653.96	0.09	48.35	41.44
2do	375.90	7.45	2,800.46	0.15	81.86	70.17
3ero	375.90	10.50	3,946.95	0.21	115.38	98.90
4to	375.90	13.55	5,093.45	0.27	148.89	127.62
5to	300.72	16.60	4,991.95	0.26	145.93	125.08
	2,505.60		19,047.78	1.00	556.81	477.27

Figura 5.2 Tablas de Fuerzas horizontales

Pi x hi = Peso de cada piso por la altura respecto del nivel 0.

%V = Porcentaje de fuerza horizontal en cada nivel.

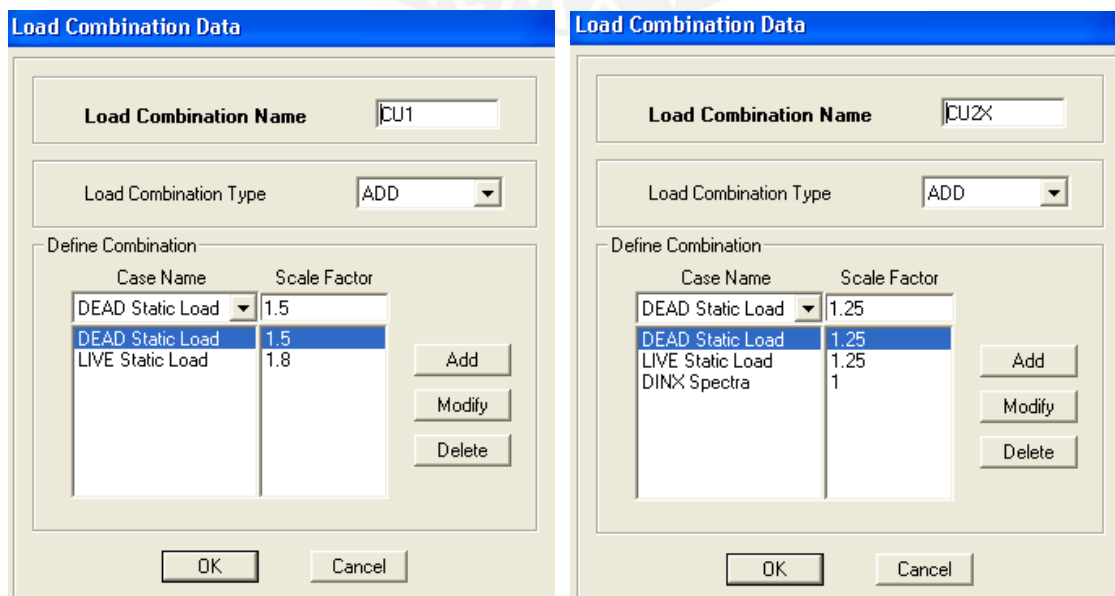
Vxx o Vyy = Fuerza horizontal en cada nivel según la dirección.

El nivel de techo del sótano 2 se encuentra a 1,60 debajo de nuestro nivel 0 , estando confinado, en cambio el techo del sótano 1 se encuentra a 1.35 respecto del nivel 0, por lo cual a partir de esa losa se ve afecto por las fuerzas horizontales de nivel.

#### 5.4 MODELAJE DEL EDIFICIO

La estructura ha sido modelada bajo las cargas de sismo mediante el programa ETABS , en el cual ingresamos las dimensiones de los elementos predimensionados , las propiedades de los elementos, las cargas consideradas, las combinaciones de cargas , los parámetros sísmicos, en las figuras siguientes apreciamos algunos de estos cuadros de entrada necesarios para tener un modelo con efectos sísmicos.

- Se define las combinaciones de carga, como se aprecia :



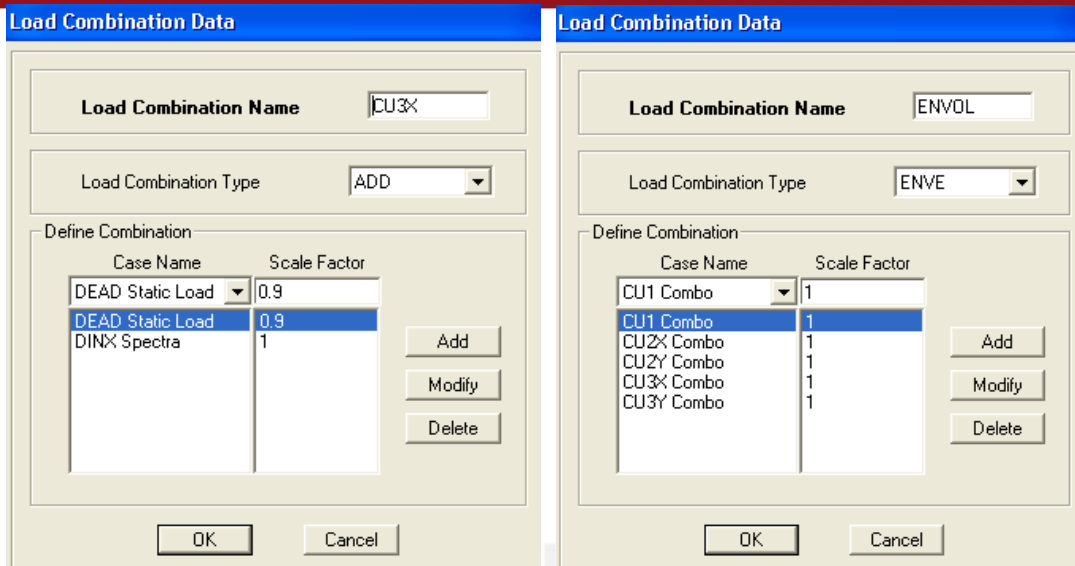


Figura 5.3 Algunas combinaciones de carga

- Se introduce el espectro

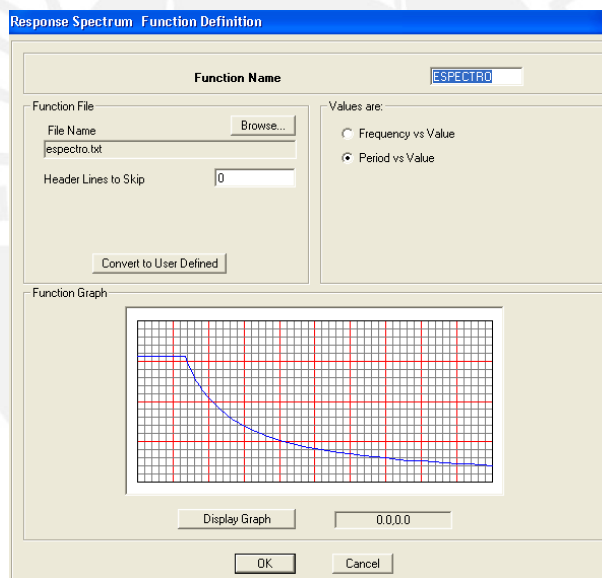


Figura 5.4 Espectro

### 5.5 RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO

- Los periodos fundamentales de vibración para cada sentido son :  
 $T_{din} ( X - X ) = 0.45 \text{ seg}$                        $T_{din} ( Y - Y ) = 0.28 \text{ seg}$

El análisis de los modos mediante ETABS se muestran a continuación, se indica además los periodos naturales y el porcentaje de masa efectiva la cual suma 100% en el modo 18 lo cual indica que una cantidad mayor de formas de modo



nos daría iguales resultados ,esto debido a que el nivel del sótano 2 se encuentra confinado.

RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL DEL EDIFICIO DE 5 PISOS Y 2 SÓTANOS				
Periodo Natural		Frecuencia Natural Natural ( f )	Masa efectiva ( % total )	
Modos	T (seg)	f (Hz)	X	Y
1	0.455	2.20	0.02	63.81
2	0.284	3.52	36.67	0.50
3	0.247	4.05	28.06	1.20
4	0.102	9.81	0.00	15.26
5	0.066	15.13	6.43	0.53
6	0.059	17.04	12.23	0.33
7	0.050	19.89	0.01	3.85
8	0.035	28.70	0.01	2.12
9	0.033	30.43	1.13	0.02
10	0.029	34.13	4.55	0.01
11	0.028	35.84	0.00	0.77
12	0.023	43.27	0.30	0.12
13	0.021	48.04	0.01	11.40
14	0.020	49.07	2.97	0.01
15	0.019	52.68	0.04	0.00
16	0.016	60.97	2.12	0.00
17	0.015	68.37	5.18	0.01
18	0.013	76.18	0.26	0.08
			100.00	100.00

Figura 5.5 Tabla de Participación modal

Para la dirección X , los principales modos son : 2 , 3, 5 , 6 ,10,14, 17 ( 90.79%)

Para la dirección Y , los principales modos son : 1 , 4, 7 , 8, 13 ( 96.43 %)

- Los centros de masas y centro de rigidez de cada nivel se indican a continuación:

CENTRO DE MASAS Y RIGIDEZ DEL EDIFICIO DE 5 PISOS Y 2 SÓTANOS					
Nivel	Masa t - s <sup>2</sup> /m)	Centro de Masa		Centro de Rigidez	
		X <sub>M</sub> (m)	Y <sub>M</sub> (m)	X <sub>R</sub> (m)	Y <sub>R</sub> (m)
Sótano 2	44.73	16.41	9.03		
Sótano 1	69.45	12.08	8.95	11.05	9.16
1er Piso	64.64	12.41	9.29	10.55	9.96
2do Piso	64.64	12.41	9.29	10.23	10.20
3er Piso	64.64	12.41	9.29	10.13	10.33
4to Piso	64.64	12.41	9.29	10.07	10.42
5to Piso	50.08	12.89	9.22	10.04	10.49

Figura 5.6 Tabla de centro de masas y centros de rigidez

- Los desplazamientos de los centros de masa de cada nivel obtenidos en el análisis dinámico cumplen en ambas direcciones los límites permisibles por la Norma E-030. Para cada dirección se presentan los cuadros que muestran los desplazamientos así como las distorsiones máximas de cada piso obtenidos en el análisis dinámico mayorados por el factor  $0.75xR$  (según norma E030 vigente). Es importante indicar que la máxima distorsión, en ambas direcciones cumple con lo permisible por la norma E-030.

En X :

PISO	Diafragma	Caso de Salida	Desplaz X m	$Dx*0,75R$ m	Altura m	D entrepiso	Deriva %	Verificación
Sótano 1	DS1	Dinámico X -X	0.0001	0.0005	1.35	0.0005	0.0003	PASA
1er	D1	Dinámico X -X	0.0006	0.0027	3.05	0.0027	0.0009	PASA
2do	D2	Dinámico X -X	0.0014	0.0063	3.05	0.0036	0.0012	PASA
3ero	D3	Dinámico X -X	0.0024	0.0108	3.05	0.0045	0.0015	PASA
4to	D4	Dinámico X -X	0.0033	0.0149	3.05	0.0041	0.0013	PASA
5to	D5	Dinámico X -X	0.0042	0.0189	3.05	0.0041	0.0013	PASA

En Y :

PISO	Diafragma	Caso de Salida	Desplaz Y m	$Dx*0,75R$ m	Altura m	D entrepiso	Deriva %	Verificación
Sótano 1	DS1	Dinámico Y -Y	0.0002	0.0011	1.35	0.001	0.0008	PASA
1er	D1	Dinámico Y -Y	0.002	0.0105	3.05	0.011	0.0034	PASA
2do	D2	Dinámico Y -Y	0.0043	0.0226	3.05	0.012	0.0040	PASA
3ero	D3	Dinámico Y -Y	0.0069	0.0362	3.05	0.014	0.0045	PASA
4to	D4	Dinámico Y -Y	0.0095	0.0499	3.05	0.014	0.0045	PASA
5to	D5	Dinámico Y -Y	0.0121	0.0635	3.05	0.014	0.0045	PASA

Figura 5.7 Tablas de desplazamientos de centro de masas

Irregularidad Torsional , se considera esta irregularidad en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda el 50% del máximo permisible (0.007); y a la vez en cualquiera de las dos direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos en un extremo del edificio, es mayor que 1.3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto. En la tabla siguiente se aprecia la primera consideración de irregularidad torsional.

Piso	Sismo	D	Esquina 1	Esquina 2	$\Delta_{prom}$	$\Delta_{max}$	$1.3 \times \Delta_{prom}$	1era Condición $\Delta_{prom} > 0.5 \text{Perm}$	2da condición $\Delta_{max} > 1.3 \Delta_{prom}$	Resultado
5to Piso	Sismo X - X	Ux	0.0036	0.0048	<b>0.0060</b>	0.0048	<b>0.0078</b>	Cumple	No Cumple	Regular
		Uy	0.005	0.005	<b>0.0075</b>	0.0050	<b>0.0098</b>	Cumple	No Cumple	Regular
	Sismo Y - Y	Ux	0.0011	0.0007	<b>0.0015</b>	0.0011	<b>0.0019</b>	No Cumple	No Cumple	Regular
		Uy	0.0141	0.0141	<b>0.0212</b>	0.0141	<b>0.0275</b>	Cumple	No Cumple	Regular
4to Piso	Sismo X - X	Ux	0.0028	0.0038	<b>0.0047</b>	0.0038	<b>0.0061</b>	No Cumple	No Cumple	Regular
		Uy	0.0039	0.0039	<b>0.0059</b>	0.0039	<b>0.0076</b>	Cumple	No Cumple	Regular
	Sismo Y - Y	Ux	0.0008	0.0006	<b>0.0011</b>	0.0008	<b>0.0014</b>	No Cumple	No Cumple	Regular
		Uy	0.0112	0.0112	<b>0.0168</b>	0.0112	<b>0.0218</b>	Cumple	No Cumple	Regular
3er Piso	Sismo X - X	Ux	0.002	0.0027	<b>0.0034</b>	0.0027	<b>0.0044</b>	No Cumple	No Cumple	Regular
		Uy	0.0028	0.0028	<b>0.0042</b>	0.0028	<b>0.0055</b>	No Cumple	No Cumple	Regular
	Sismo Y - Y	Ux	0.0006	0.0004	<b>0.0008</b>	0.0006	<b>0.0010</b>	No Cumple	No Cumple	Regular
		Uy	0.0081	0.0081	<b>0.0122</b>	0.0081	<b>0.0158</b>	Cumple	No Cumple	Regular
2do Piso	Sismo X - X	Ux	0.0012	0.0016	<b>0.0020</b>	0.0016	<b>0.0026</b>	No Cumple	No Cumple	Regular
		Uy	0.0016	0.0016	<b>0.0024</b>	0.0016	<b>0.0031</b>	No Cumple	No Cumple	Regular
	Sismo Y - Y	Ux	0.0004	0.0003	<b>0.0006</b>	0.0004	<b>0.0007</b>	No Cumple	No Cumple	Regular
		Uy	0.005	0.005	<b>0.0075</b>	0.0050	<b>0.0098</b>	Cumple	No Cumple	Regular
1er Piso	Sismo X - X	Ux	0.0006	0.0007	<b>0.0010</b>	0.0007	<b>0.0012</b>	No Cumple	No Cumple	Regular
		Uy	0.0007	0.0007	<b>0.0011</b>	0.0007	<b>0.0014</b>	No Cumple	No Cumple	Regular
	Sismo Y - Y	Ux	0.0001	0.0001	<b>0.0002</b>	0.0001	<b>0.0002</b>	No Cumple	No Cumple	Regular
		Uy	0.0022	0.0022	<b>0.0033</b>	0.0022	<b>0.0043</b>	No Cumple	No Cumple	Regular
Sótano 1	Sismo X - X	Ux	0.0001	0.0001	<b>0.0002</b>	0.0001	<b>0.0002</b>	No Cumple	No Cumple	Regular
		Uy	0	0	<b>0.0000</b>	0.0000	<b>0.0000</b>	No Cumple	No Cumple	Regular
	Sismo Y - Y	Ux	0	0	<b>0.0000</b>	0.0000	<b>0.0000</b>	No Cumple	No Cumple	Regular
		Uy	0.0002	0.0002	<b>0.0003</b>	0.0002	<b>0.0004</b>	No Cumple	No Cumple	Regular

Figura 5.8 Tabla de comprobación de irregularidad torsional

- Desplazamientos máximos de cada nivel y verificación de las derivas, ubicándose el nudo 764 en la intersección de los ejes 1 y A, el nudo 841 entre los eje 11 y C.

En X :

PISO	Nudo	Caso de Salida	Desplaz X m	$D_x \times 0,75R$ m	Altura m	D entrepiso	Deriva %	Verificación
Sótano 1	764	Dinámico X -X	0.0001	0.0005	1.35	0.0005	0.0003	PASA
1er	764	Dinámico X -X	0.001	0.0045	3.05	0.0045	0.0015	PASA
2do	764	Dinámico X -X	0.0023	0.0104	3.05	0.0059	0.0019	PASA
3ero	764	Dinámico X -X	0.0038	0.0171	3.05	0.0068	0.0022	PASA
4to	764	Dinámico X -X	0.0054	0.0243	3.05	0.0072	0.0024	PASA
5to	764	Dinámico X -X	0.0069	0.0311	3.05	0.0068	0.0022	PASA

En Y :

PISO	Nudo	Caso de Salida	Desplaz Y m	Dx*0,75R m	Altura m	D entrepiso	Deriva %	Verificación
Sótano 1	841	Dinámico Y -Y	0.0002	0.0011	1.35	0.001	0.0008	PASA
1er	841	Dinámico Y -Y	0.0023	0.0121	3.05	0.012	0.0040	PASA
2do	841	Dinámico Y -Y	0.0052	0.0273	3.05	0.015	0.0050	PASA
3ero	841	Dinámico Y -Y	0.0084	0.0441	3.05	0.017	0.0055	PASA
4to	841	Dinámico Y -Y	0.0116	0.0609	3.05	0.017	0.0055	PASA
5to	841	Dinámico Y -Y	0.0146	0.0767	3.05	0.016	0.0052	PASA

Figura 5.9 Tablas de verificación de desplazamientos máximos

Fuerza Cortante mínima en la Base, la norma E -030 obliga que la cortante basal obtenida del análisis dinámico no debe ser menor al 80% del obtenido del análisis estático en caso de regulares y no menor de 90% en caso de ser irregulares.

$$V_{din_x} = 415.46 \geq 0.9 \times 556.81 = 501.13 \longrightarrow \text{No cumple}$$

$$V_{din_y} = 428.24 \geq 0.9 \times 477.27 = 429.54 \longrightarrow \text{No cumple}$$

Por lo tanto será necesario incrementar la cortante para cumplir con los mínimos señalados, operando obtenemos que el factor de escalamiento es:

$$F = \text{factor} = \frac{90\% \text{Vestático}}{V_{dinámico}}$$

Sismo X – X

T(s)	Vdinámico	Vestático	Estructura	0.9 Vest	Factor
0.27	415.46	556.81	Irregular	501.13	1.21

Sismo Y – Y

T(s)	Vdinámico	Vestático	Estructura	0.9 Vest	Factor
0.44	428.24	477.27	Irregular	429.54	1.00

- Junta de separación sísmica, esta distancia no será menor a los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes, ni menor que :

$$s = 3 + 0.004 ( h - 500 ) \quad \text{y} \quad s > 3 \text{ cm} \quad , \text{ entonces}$$

$$s = 3 + 0.004 ( 1660 - 500 ) = 7.64 \text{ cm}$$

Por lo tanto la estructura tendrá una separación de 8 cm

### 5.6 FUERZAS INTERNAS EN LA ESTRUCTURA

Como ejemplo a continuación se muestran las envolventes de los diagramas de las fuerzas internas:

En X : En el eje F

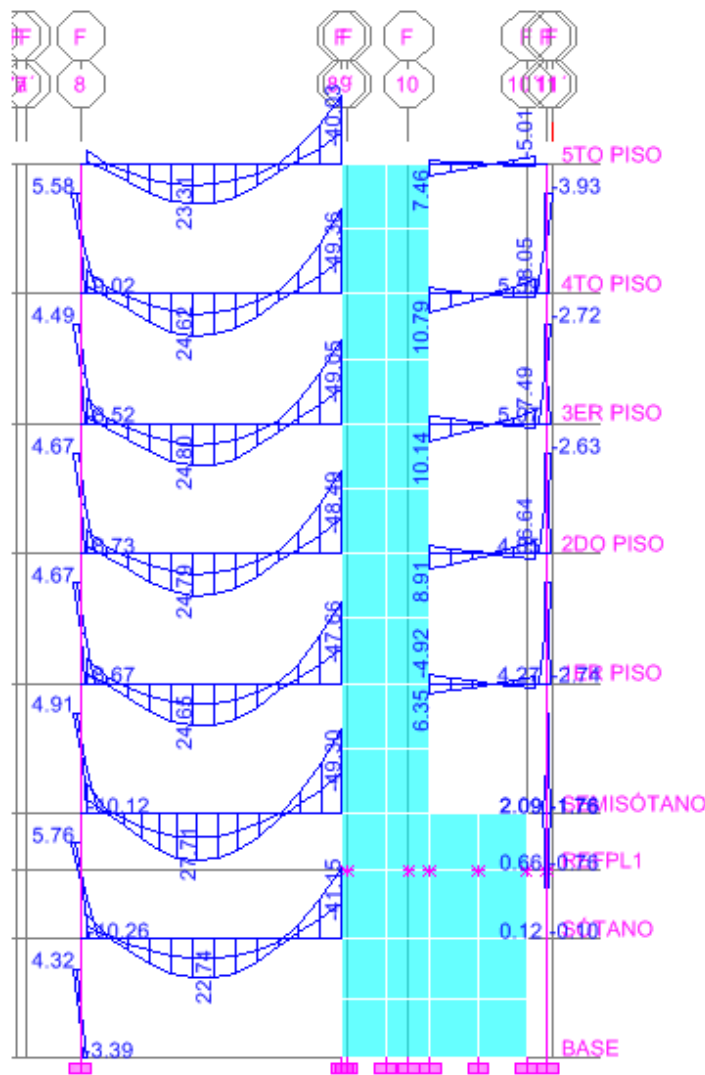


Figura 5.10  
Diagrama de Momentos flectores

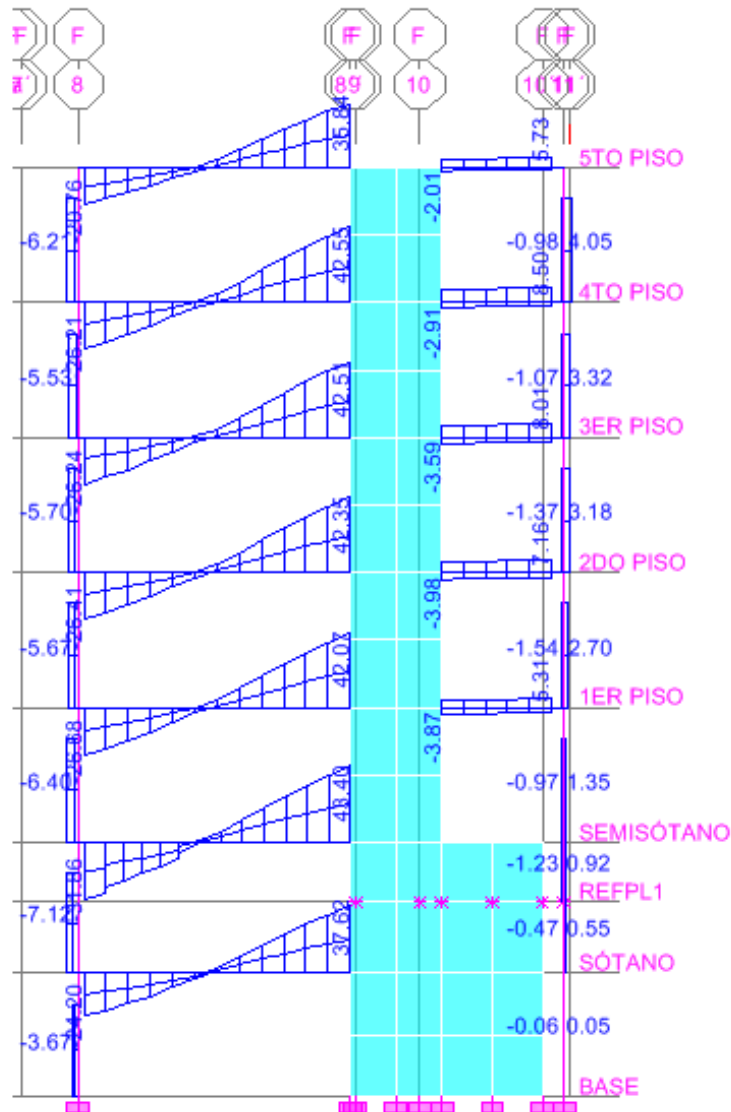


Figura 5.11 Diagrama de Fuerzas cortantes

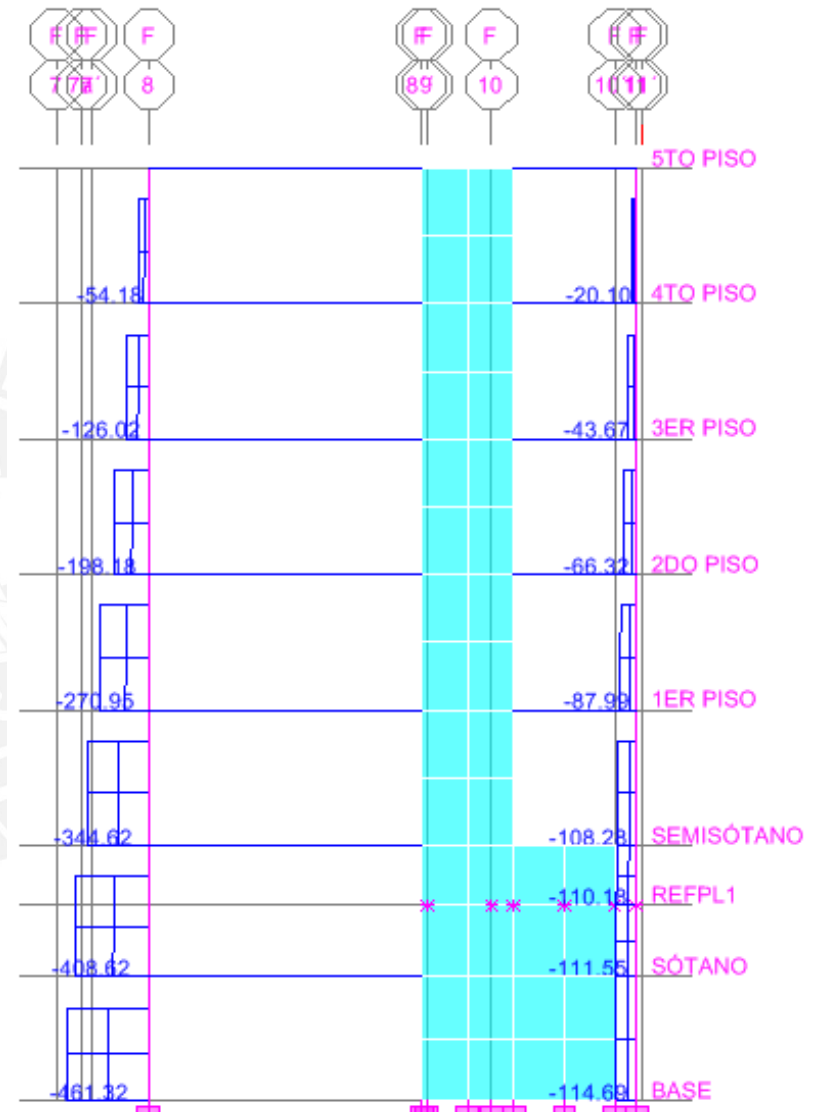


Figura 5.12 Diagrama de Fuerzas axiales

En Y, : En el eje 2.

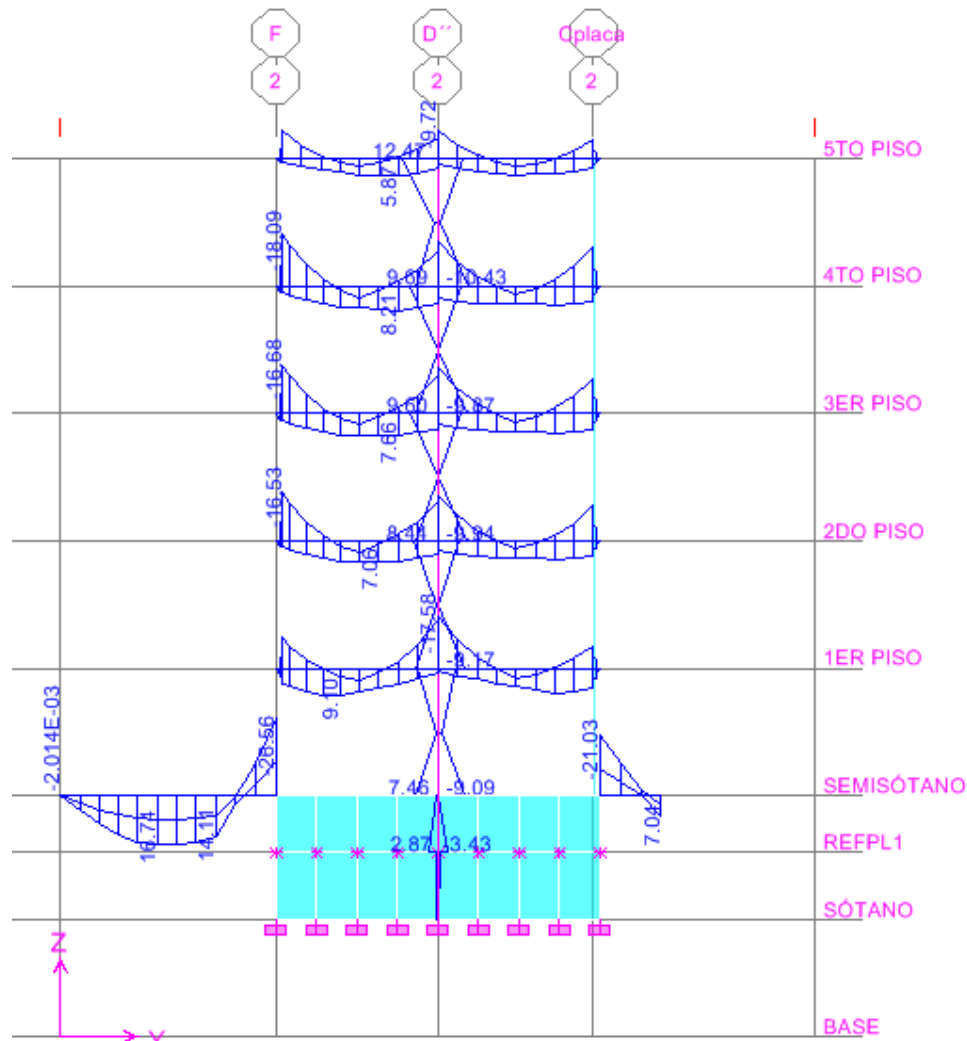


Figura 5.13 Diagrama de Momentos flectores

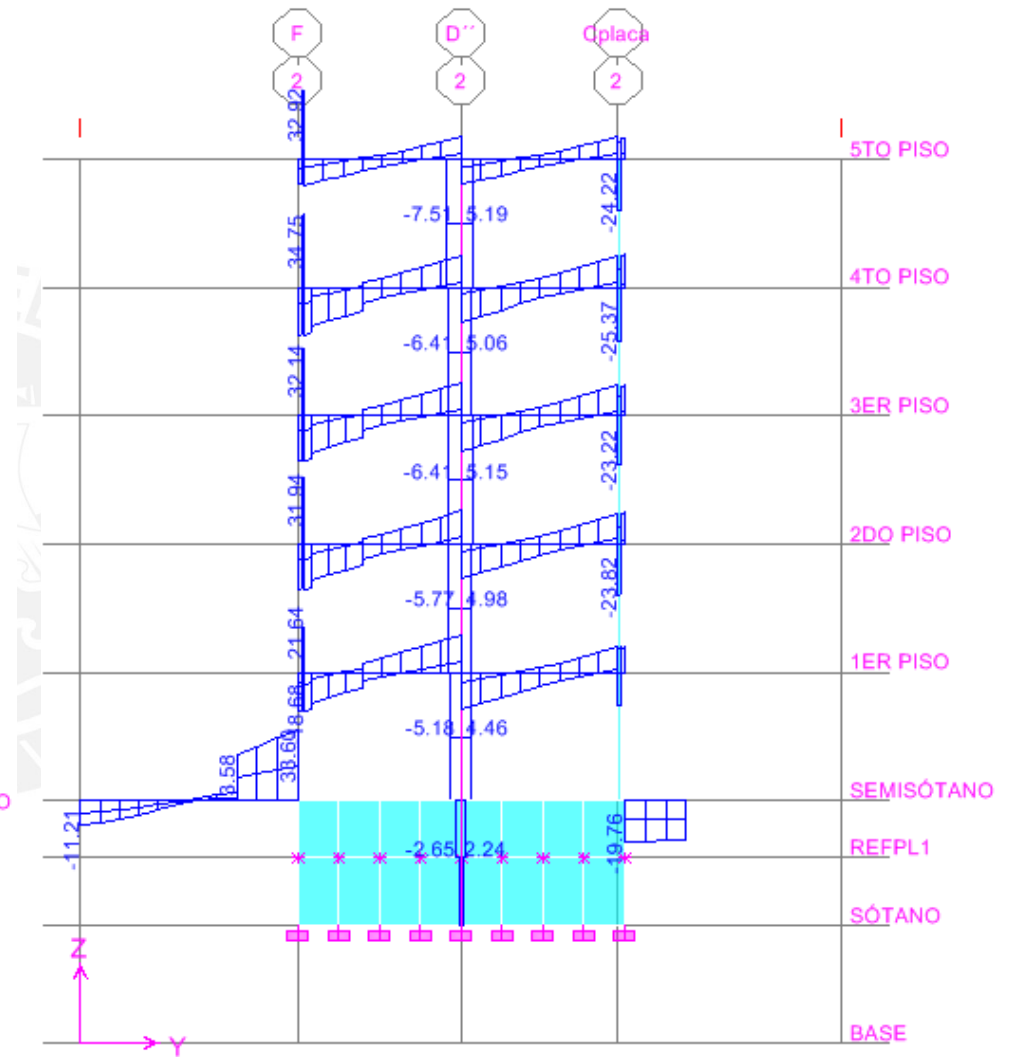


Figura 5.14 Diagrama de Fuerzas cortantes



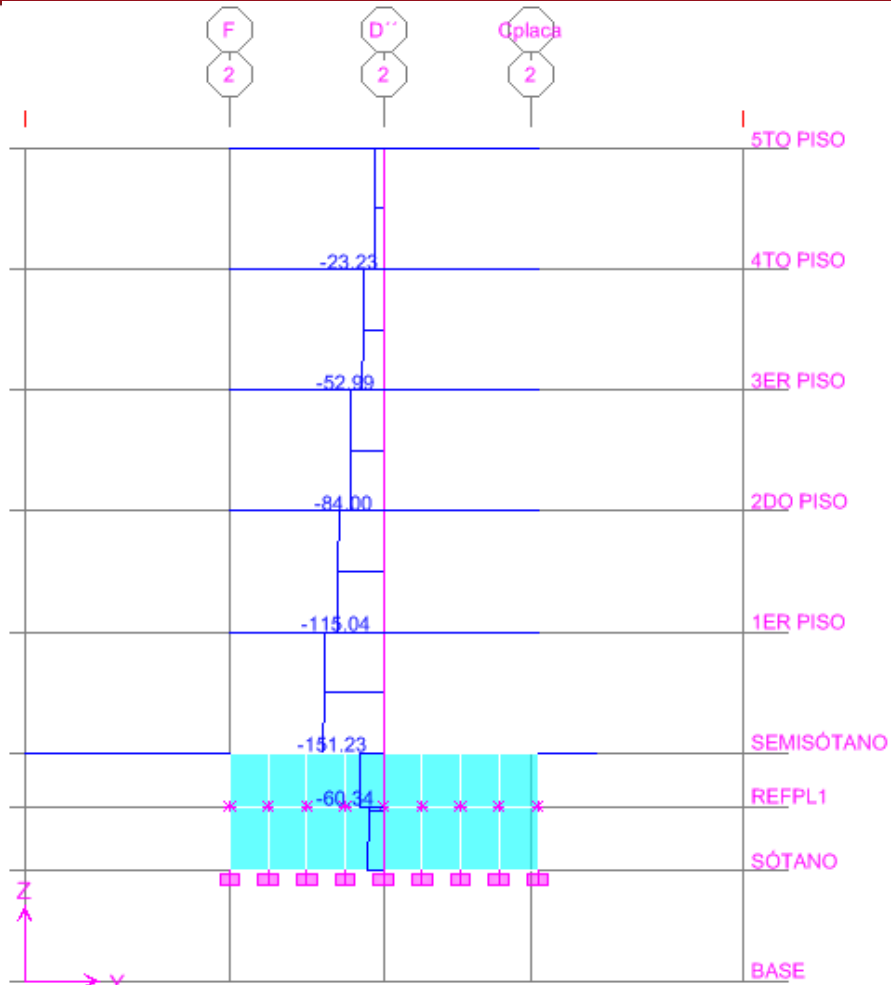


Figura 5.15  
Diagrama de  
Fuerzas  
Axiales

**CAPÍTULO 6.**

**DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS UNIDIRECCIONALES**

**6.1 CONCEPTO DE ALIGERADO UNIDIRECCIONAL**

El diseño de una losa aligerada consiste , en el diseño de un viga T , de las siguientes características , viguetas de 0.10 m de ancho, espaciadas 0.40m (eje a eje) y tienen una losa superior de 0.05 m, entre las viguetas se colocan unidades de albañilería, en nuestro caso el aligerado tendrá una altura de 0.25m , todas estas características se aprecian en la figura 5.1.

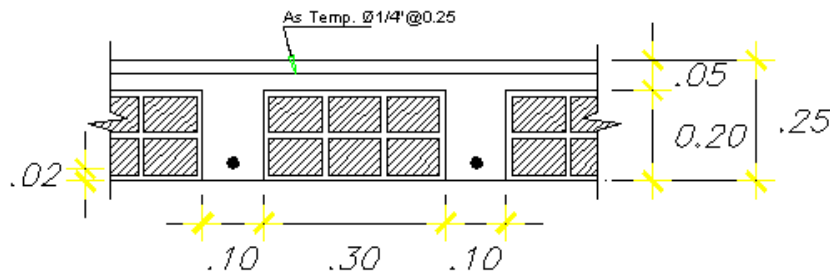


Figura 6.1

**DETALLE TÍPICO DE ALIGERADO  
( h = 0.25 )**

Las losas aligeradas soportaran su peso propio, además de tabiques de albañilería perpendiculares al sentido de las viguetas ,cargas vivas, dependiendo del uso del piso (en nuestro caso viviendas s/c = 200 kg/cm<sup>2</sup>) , se realizarán dos diseños , un diseño por flexión y un diseño por corte.

**6.2 DISEÑO POR FLEXIÓN DE ALIGERADO UNIDIRECCIONAL**

En el diseño por flexión debemos de calcular la cantidad de acero que necesitarán las viguetas, para resistir los momentos y cortantes producidos por las cargas actuantes, su diseño será similar al diseño de las vigas “T”

Para una mejor descripción diseñamos el aligerado del paño 1 (figura 3.4), del los pisos típicos, los metrados nos indican lo siguiente:

$W_{SERVICIO}$	$W_{ULTIMAS} (1.5 CM + 1.8 CV)$
CM = 180 kg/m = 0.18 ton/m	CM = 270 kg/m = 0.27 ton/m por vigueta
CV = 80 kg/m = 0.08 ton/m	CV = 144 kg/m = 0.144 ton/m por vigueta
$W_{SERVICIO} = 0.26 ton/m$	$W_{ULTIMAS} = 0.414 ton/m$

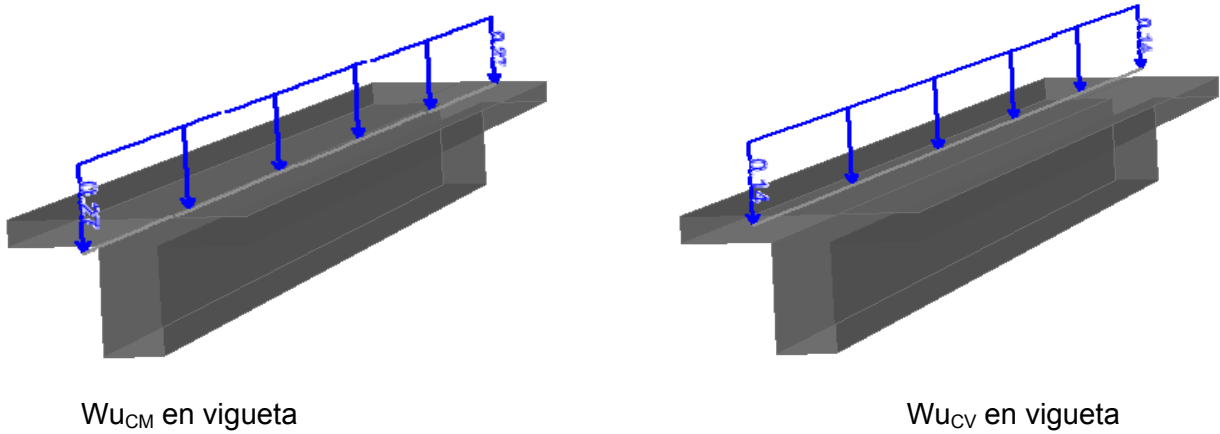


Figura 6.2 Fuerzas últimas en viguetas

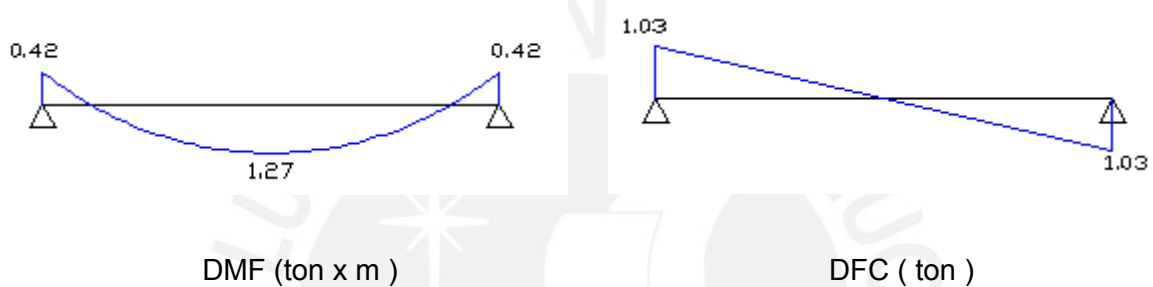


Figura 6.3 Diagramas de momento flector y fuerza cortante

Long Tramo (cara) : 4.96 m

	N (-)	P (+)
b (cm)	10	40
M (ton x m)	0.420	1.270
M (ton x m) a la cara	0.310	1.270
As (cm <sup>2</sup> )	0.38	1.64
As colocado	<b>1Ø 3/8"</b>	<b>1Ø 1/2"+1 Ø 3/8"</b>
As colocado (cm <sup>2</sup> )	0.71	2.00

Refuerzo por contracción y temperatura . – Basándonos en la norma E.060 en su artículo 7.10.2 el cual establece un factor de 0.0018 para losas que utilizan barras corrugadas y con fluencia de 4200 Kg/cm<sup>2</sup> , siendo nuestra losa de 5cm, entonces tendremos que:

$$As_{TEMPERATURA} = 0.0018 \times 40 \times 5 = 0.36 \text{ cm}^2/\text{m} , \text{ y}$$

$$S = \frac{0.32}{0.36} \times 100 = 88.90 \text{ cm} \text{ también } S_{\max} = 5 t = 5 \times 5 = 25 \text{ cm}$$

entonces colocamos acero de  $\varnothing 1/4'' @ 25 \text{ cm}$  .

### 6.3 DISEÑO POR CORTE DE ALIGERADO UNIDIRECCIONAL

En este punto la norma nos indica la siguiente condición:  $V_U < \phi V_C$

Siendo  $V_U$  = Fuerza cortante ultima       $V_C$  = Fuerza cortante nominal

De modo que la resistencia requerida por corte deberá ser menor a la resistencia nominal multiplicada por un factor, en el artículo 9.9.8 de la norma E.0.60 nos establece este factor , además sabemos que  $\phi = 0.53$  , también se establece que se diseñará con un 10% mas en la resistencia al corte entonces :

$$V_U < \phi V_C \longrightarrow V_U < 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 22 = \phi V_C$$

$$\phi V_C = 1579 \text{ Kg} = 1.58 \text{ Ton} \quad \text{y}$$

$$V_{U(\text{CARA})} = 1.03 \text{ Ton} \quad V_{U(\text{"d" DE LA CARA})} = 1.03 - 0.414(0.10 + 0.22) = 0.89 \text{ Ton}$$

Por lo tanto se cumple con límites establecidos de la Norma.

Para casos donde la resistencia nominal sea superada por el cortante actuante, entonces se deberán usar ensanches alternados, siendo la resistencia al corte un valor de  $\phi V_C = 2.77 \text{ Ton}$

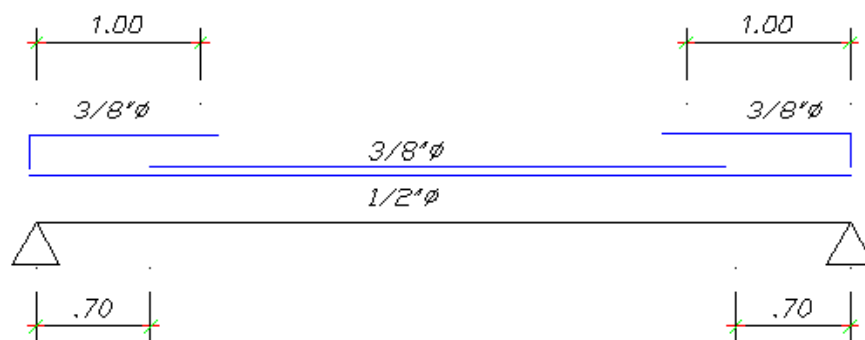


Figura 6.4 Distribución del acero en una vigueta

Entonces el aligerado unidireccional quedaría diseñado de la siguiente manera:

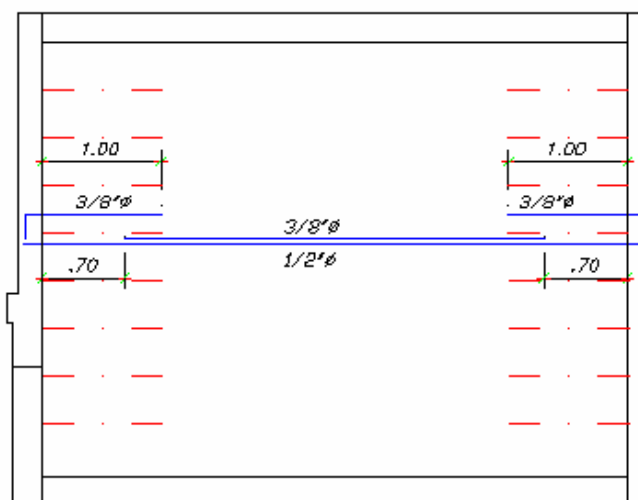


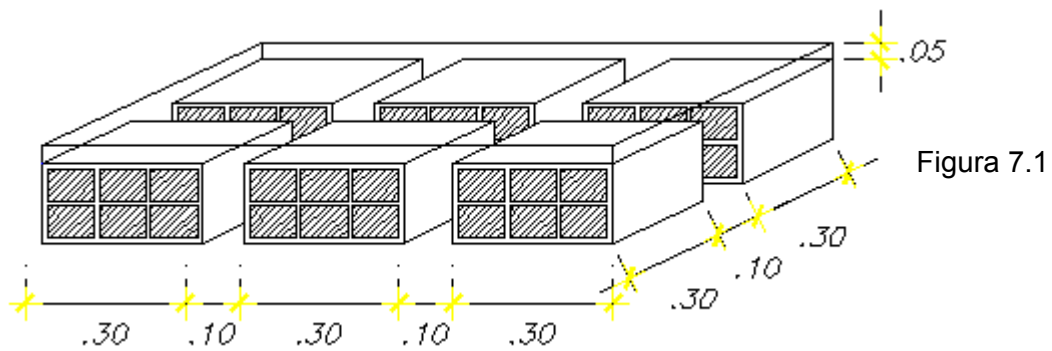
Figura 6.5 Distribución del acero en el paño

**CAPÍTULO 7.**

**DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS BIDIRECCIONALES**

**7.1 CONCEPTO DE LOSAS ALIGERADAS BIDIRECCIONALES**

El diseño de una losa aligerada en dos sentidos consiste , en el diseño de vigas T perimétricas a las unidades de ladrillos , de las siguientes características , viguetas de 0.10 m de ancho, espaciadas 0.40m (eje a eje) y tienen una losa superior de 0.05 m, entre las viguetas se colocan unidades de albañilería, en nuestro caso el aligerado bidireccional tendrá 0.25m de altura, todas estas características se aprecian en la figura 7.1.



Las losas aligeradas bidireccionales soportarán su peso propio, cargas vivas, y cargas móviles, el uso del paño es de una sala – comedor, por lo que no se tendrán tabiques, se realizarán dos diseños , un diseño por flexión y un diseño por corte.

**7.2 DISEÑO POR FLEXIÓN DE ALIGERADO BIDIRECCIONAL**

Para una mejor descripción diseñamos el aligerado del paño 10 (figura 3.4), de los pisos típicos, los metrados nos indican lo siguiente:

$W_{SERVICIO}$	$W_{ULTIMAS} (1.5 CM + 1.8 CV)$
CM = 512 kg/m = 0.51 ton/m <sup>2</sup> losa	CM <sub>U</sub> = 768 kg/m = 0.768 ton/m <sup>2</sup> de losa
CV = 200 kg/m = 0.20 ton/m <sup>2</sup> losa	CV <sub>U</sub> = 360 kg/m = 0.36 ton/m <sup>2</sup> de losa
$W_{SERVICIO} = 0.71 \text{ ton/m de losa}$	$W_{ULTIMAS} = 1.13 \text{ ton/m}^2 \text{ de losa}$

La Norma E.060 en su artículo 17.9.2 establece el método de los coeficientes para calcular los momentos y cortantes para losas aligeradas en dos sentidos, la cual establece las siguientes expresiones :

$$M_a = C W_u A^2 \quad \text{y} \quad M_b = C W_u B^2$$

Donde:

Ma y Mb : Es el momento de flexión en la dirección A y B respectivamente.

C : Es el coeficiente de momentos indicado en las tablas 17.9.2.2a , 17.9.2.2b, 17.9.2.2c.

Wu : Es la carga última uniformemente repartida por unidad de área de losa.

A y B : Son las dimensiones de los paños a luz libre en cada dirección, en nuestro caso A = B pues el paño es cuadrado , y la llamaremos L .

$\beta_c$  : Relación del lado largo al lado corto de la columna que recibe la losa.

bo : Perímetro de la sección crítica.

Las tablas de coeficientes presentan varios casos, en nuestra estructura el aligerado bidireccional se encuentra rodeado de otros aligerados , por lo que nuestro caso sería el caso 1, además la relación entre los lados ( m ) sería 1 , pues el paño es cuadrado, teniendo esto claro, se determinan cuales son los coeficientes para cada caso.

Procedemos a calcular los momentos positivos:

De las tablas 17.9.2.2b y 17.9.2.2c

$$Mu^+ = [C_{CM} \times Wcm_U + C_{CV} \times Wcv_U ] L^2$$

$$Mu^+ = [0.018 (0.768)+ 0.027(0.36) ] 7.44^2 = 1.30 \text{ ton x m}$$

$$\text{En cada vigueta: } Mu^+ = 0.40 \times 1.30 = 0.52 \text{ ton x m}$$

Para Momentos negativos:

De las tablas 17.9.2.2a

$$Mu^- = [C_{CM} \times Wcm_U + C_{CV} \times Wcm_U ] L^2 = C \times Wu \times L^2$$

$$Mu^- = 0.045 \times 1.13 \times 7.44^2 = 2.81 \text{ ton x m}$$

$$\text{En cada vigueta: } Mu^- = 0.40 \times 2.81 = 1.126 \text{ ton x m}$$

Long Tramo (luz libre) : 7.44 m

	N (-)	P (+)
b (cm)	10	40
M (ton x m)	1.126	0.520
As (cm <sup>2</sup> )	1.29	0.63
As colocado	<b>1Ø 3/8"+1Ø 1/2"</b>	<b>1Ø 1/2"</b>
As colocado (cm2)	2.00	1.29

### 7.3 DISEÑO POR CORTE DE ALIGERADO BIDIRECCIONAL

La Norma E.060 en su artículo 17.9.2.5, establece las ecuaciones y las tablas para los coeficientes de las fuerzas cortantes actuantes. Además según el artículo 17.10 par el diseño deberá tomarse en cuenta los efectos de la fuerza cortante en la losa actuando como viga ancha y los efectos en dos direcciones (punzonamiento).

De las tablas 17.9.2.5

$$V_u = C_A \times W_U \times (L / 2 - d)$$

$$V_u = 0.5 \times 1.13 \times ((7.44 / 2) - 0.22) = 1.98 \text{ ton}$$

Para hallar las fuerzas resistente analizamos los dos efectos anteriormente mencionados.

- Fuerza cortante como viga

$$\phi V_c = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 22 = 1579.86 \text{ kg} = 1.58 \text{ ton}$$

- Fuerza cortante en dos direcciones (punzonamiento)

$$\phi V_c = 0.85 \times (0.53 + 1.1/\beta_c) \sqrt{210} \times 10 \times 22 = 4417 \text{ kg} = 4.41 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times \sqrt{210} \times 10 \times 22 = 2980.87 \text{ kg} = 2.98 \text{ ton}$$

Escogemos el menor valor de  $\phi V_c$ , entonces:  $\phi V_c = 1.58 \text{ ton} < V_u = 1.98 \text{ ton}$ , por lo tanto necesitaremos hacer ensanches alternados en los bordes del paño., pues los ensanches alternados tienen una resistencia a las fuerzas cortantes de:

$$\phi V_c = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 40 \times 22 = 6319.46 \text{ kg} = 6.32 \text{ ton}$$

ahora se cumple con lo establecido en la norma:

$$\phi V_c = 6.32 \text{ ton} > V_u = 2.00 \text{ ton}$$

Realizando cálculo de ensanche:

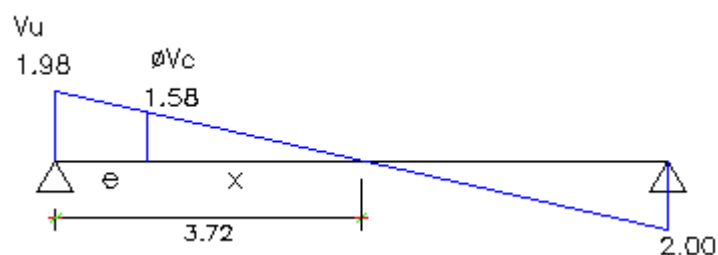


Figura 7.2



$$\begin{aligned} \Rightarrow \quad x &= 2.97 \\ e &= (L / 2) - x = 3.72 - 2.97 = 0.75 \text{ m} \end{aligned}$$

Tomamos el valor de 0.75 m para los ensanches de los lados internos de la losa aligerada bidireccional del paño 10.

Entonces el aligerado bidireccional quedaría diseñado de la siguiente manera:

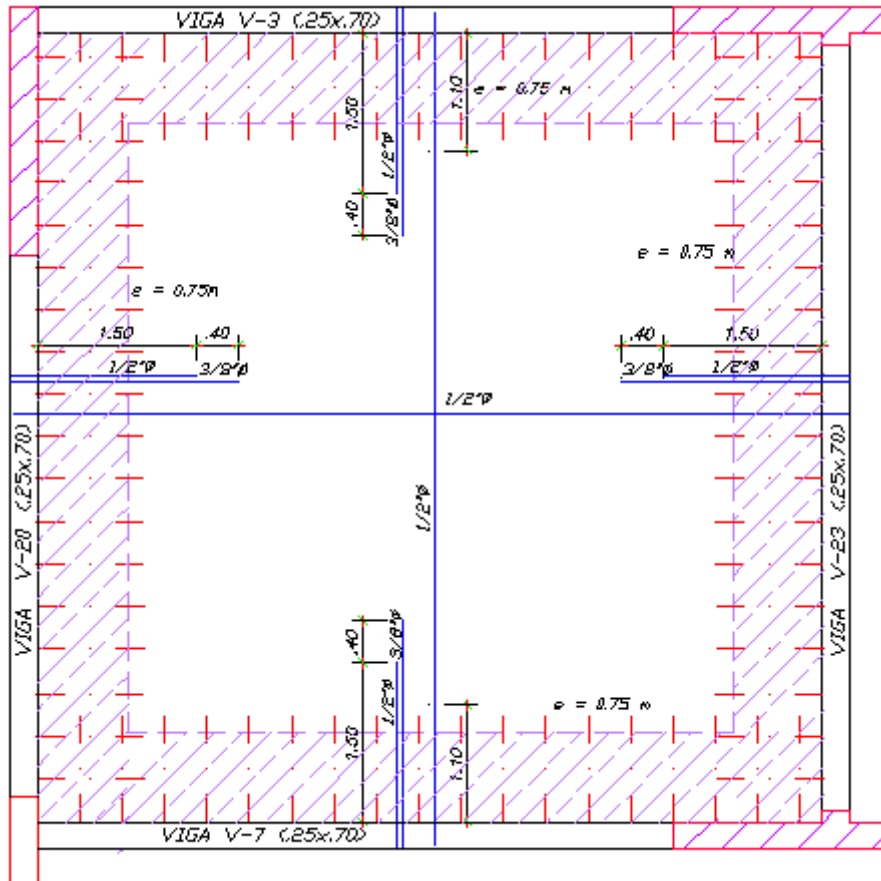


Figura 7.3

## CAPÍTULO 8. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

### 8.1 CONCEPTO DE LOSAS MACIZAS

El diseño de una losa maciza consiste , en el diseño de un franjas de losa de 1m de ancho, en nuestro acaso consideramos losas de una sola dirección, pues nuestra relación de lado largo “a” con lado corto “b” es mayor a 2.

Las losas macizas al igual que las losas aligeradas, soportarán su peso propio, y sus sobrecargas ,las cuales en nuestro caso de viviendas serán de 200 kg/cm<sup>2</sup> , se realizarán dos diseños , un diseño por flexión y un diseño por corte.

### 8.2 DISEÑO POR FLEXIÓN DE LOSAS MACIZAS

Para una mejor descripción diseñamos la losa que se encuentra en el hall, entre la caja del ascensor y la caja de la escalera, los metrados nos indican lo siguiente:

$W_{SERVICIO}$	$W_{ULTIMAS} (1.5 CM + 1.8 CV)$
CM = 580 kg/m = 0.58 ton/m	CM = 870 kg/m = 0.87 ton/m por vigueta
CV = 200 kg/m = 0.20 ton/m	CV = 360 kg/m = 0.36ton/m por vigueta
$W_{SERVICIO} = 0.78 \text{ ton/m}$	$W_{ULTIMAS} = 1.23 \text{ ton/m}$

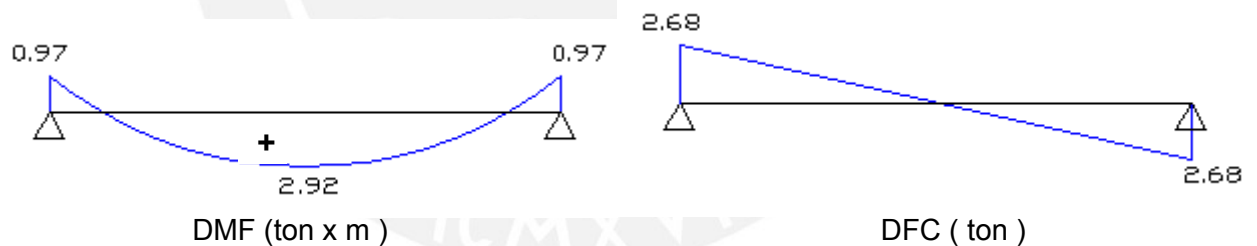


Figura 8.1 Diagramas de momento flector y fuerza cortante

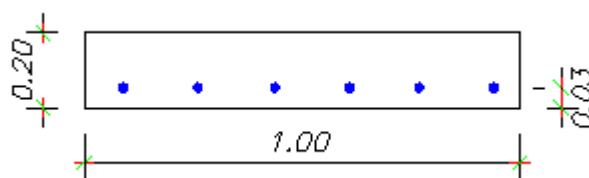


Figura 8.2 Sección transversal de la losa

#### Acero máximo y mínimo

$$As_{max} = 0.75 \times 2.13\% \times 100 \times 17 = 27.15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As^+_{min} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As^-_{min} = 0.24\% \times 100 \times 17 = 4.08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Long Tramo (cara) : 4.36 m

	N (-)	P (+)
M (ton x.m)	0.97	2.92
As (cm <sup>2</sup> ) requerido	1.53	4.07
As colocado x m de ancho	<b>1Ø 3/8" @ .40</b>	<b>2Ø 3/8" @ .40</b>
As colocado (cm <sup>2</sup> )	2.13	4.26

Refuerzo transversal.- Según la norma E.060 en su artículo 7.10.2 el cual establece un factor de 0.0018 para losas que utilizan barras corrugadas y con fluencia de 4200 Kg/cm<sup>2</sup> por lo cual tenemos:

$$A_{S\text{TRANSVERSAL}} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{y} \quad S = \frac{0.71}{3.6} \times 100 \approx 20 \text{ cm}$$

entonces colocamos acero transversal de Ø 3/8" @ 20 cm .

### 8.3 DISEÑO POR CORTE DE LOSAS MACIZAS

Aunque normalmente las losas macizas no tiene problemas de corte, se procede a verificar los esfuerzos cortantes, de los cuales se observa según la Figura 8.1 , que el cortante actuante a la cara es de 2.68 ton, entonces procedemos a calcular el cortante resistente.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 11098.2 \text{ kg} = 11.10 \text{ ton} > V_u$$

Por lo tanto no será necesario colocar refuerzos por corte en la losa maciza.

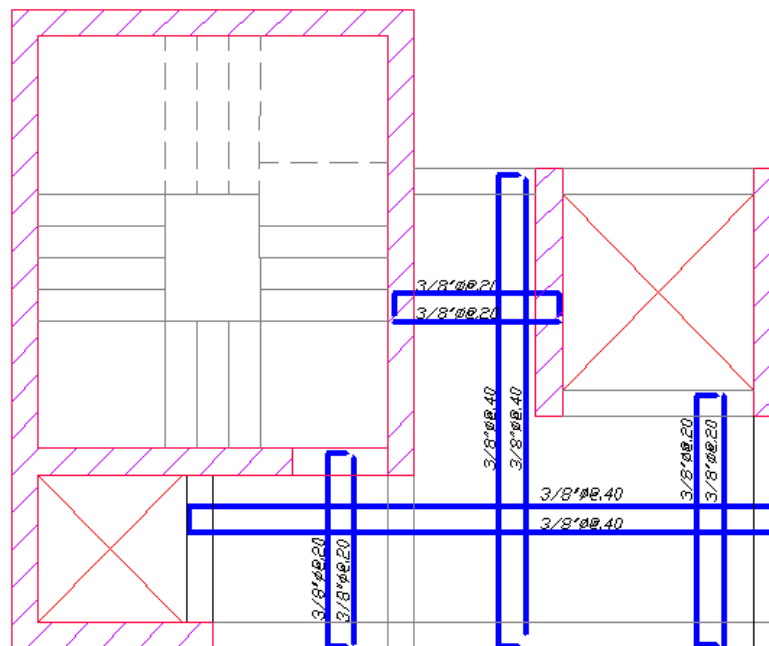


Figura 8.3

## CAPÍTULO 9.

### DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS Y CHATAS

#### 9.1 VIGAS PERALTADAS

##### 9.1.1 CONCEPTO DE VIGAS PERALTADAS

Las vigas peraltadas son elementos estructurales de conexión, cuya función principal es resistir las cargas actuantes sobre ella y brindar rigidez lateral a la edificación, todas las cargas que resiste son transportadas hacia las columnas y placas, incluso a otras vigas, cuando las vigas son apoyadas sobre otras vigas. En nuestro caso debido a las dimensiones de las luces libres (ver predimensionamiento capítulo 2.4), se adoptó una viga peraltada de 0.25 m x 0.70 m y de longitud variable según las dimensiones de cada parte de la estructura, todas estas características se aprecian en la figura 9.1.

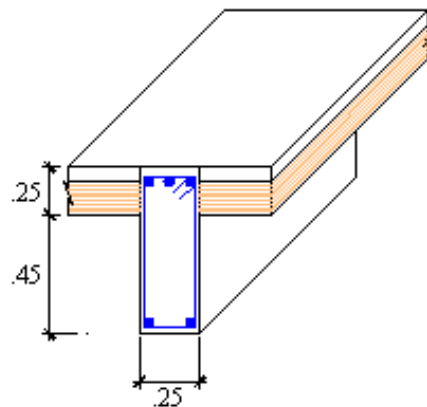


Figura 9.1  
Sección  
transversal  
de la viga

Las vigas peraltadas soportarán, su peso propio, tabiques de albañilería, parapetos, pisos terminados, además de las cargas vivas, las cuales son de  $200 \text{ kg/cm}^2$  por ser la edificación de viviendas. Se realizarán dos diseños un diseño por flexión y un diseño por corte.

##### 9.1.2 DISEÑO POR FLEXIÓN DE VIGAS PERALTADAS

El diseño por flexión de las vigas consiste en hallar el acero necesario para resistir las fuerzas actuantes debido a las cargas de gravedad y las cargas sísmicas, para lo cual hallamos los momentos flectores y las fuerzas cortantes últimas, comparándolos con los momentos y fuerzas resistentes, debiendo ser estos últimos mayores, en caso de ser contrario, se reanalizará la estructura hasta que el resultado el resultado adecuado.

Para una mejor descripción diseñamos la viga V – 1 (.25x.70) de los pisos típicos, de la figura 3.7 y los metrados tenemos lo siguiente:

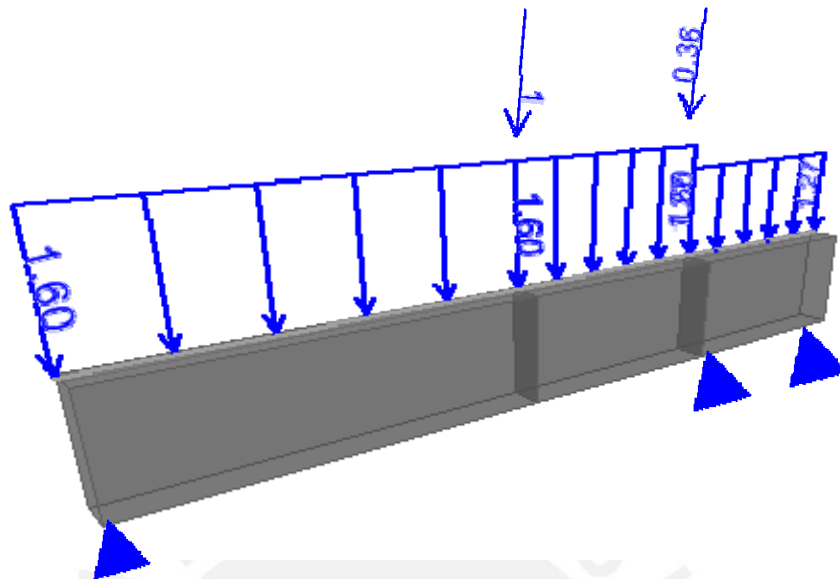


Figura 9.2 Cargas muertas y cargas puntuales en viga ( Ton x m ) y ( Ton)

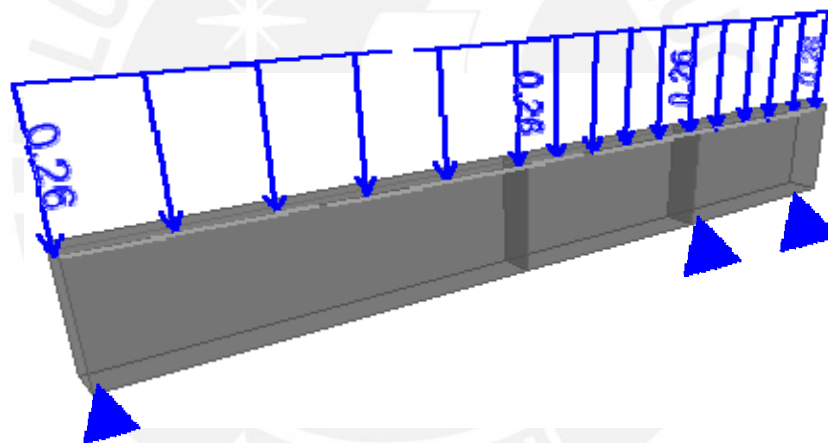


Figura 9.3 Cargas vivas en viga ( Ton x m )

Todos estos valores deberán ser colocados en las diferentes combinaciones de carga establecidas en el capítulo 1.6 de la presente tesis, como consecuencia se obtendrán seis diagramas de momentos flectores y seis diagramas de fuerzas cortantes , por lo que se toma la envolvente de ambos diagramas , lo que se observa en las siguientes figuras.

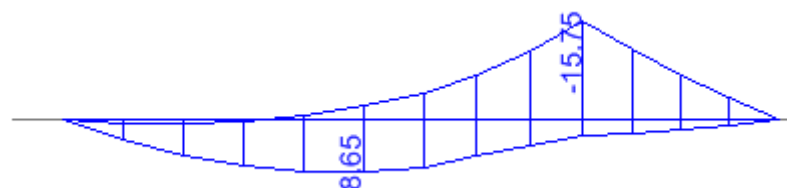


Figura 9.4 Envolvente de Momentos Flectores ( Ton x m )

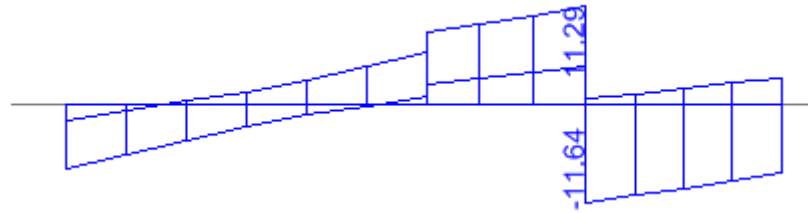


Figura 9.5 Envolvente de Fuerzas Cortantes ( Ton )

Siendo la viga de  $b = 0.25$  m de base ,  $h = 0.70$  m de peralte y  $d = 0.66$  m de peralte efectivo

Acero máximo y mínimo

$$As_{max} = 0.75 As_b = 0.75 \times \rho_b \times b \times d$$

$$As_{max} = 0.75 \times 2.13\% \times 25 \times 66 = 26.36 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} bd = \frac{0.7 \sqrt{210}}{4200} \times 25 \times 66 = 3.98 \text{ cm}^2$$

Long Tramo 1 (cara) : 4.05 m

Long Tramo 2 (cara) : 1.30 m

$M^+$ (ton x m)	8.65
As (cm <sup>2</sup> )	3.56
As colocado	<b>2 Ø 5/8"</b>
As colocado (cm <sup>2</sup> )	4

$M^-$ (ton x m)	15.75
As (cm <sup>2</sup> )	6.63
As colocado	<b>3 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"</b>
As colocado (cm <sup>2</sup> )	7.29

Distribución de acero por flexión

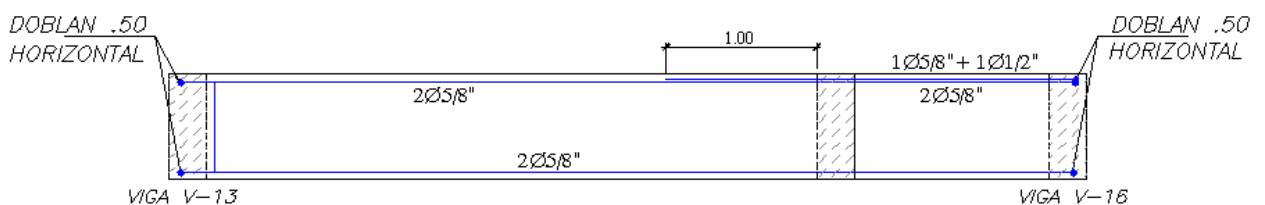


Figura 9.6

Resistencia Nominales ( $\phi Mn$ ) obtenidas con el acero colocado

Para  $M^+$  , As colocado 4 cm<sup>2</sup> , entonces  $\phi Mn = 9.60$  Ton x m (+ 11 %)

Para  $M^-$  , As colocado 7.29 cm<sup>2</sup> , entonces  $\phi Mn = 17.17$  Ton x m (+ 9%)

Finalmente:

$$\phi Mn = 9.69 \quad \longrightarrow \quad Mn = 10.77 \text{ Ton x m}$$

$$\phi Mn = 17.24 \quad \longrightarrow \quad Mn = 19.16 \text{ Ton x m}$$

### 9.1.3 DISEÑO POR CORTE DE VIGAS PERALTADAS

La Norma E.060 en su artículo 13.1, establece el diseño de las secciones transversales debido a la resistencia al corte, en la cual se establece que estos elementos estructurales deben satisfacer la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_n \quad , \text{ de donde se tiene que, } V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

Además debemos considerar las secciones críticas, las cuales normalmente se ubica a “d” de la cara, son las secciones donde normalmente actúa la fuerza máxima cortante  $V_u$ , de donde se exigirá mayor refuerzo por corte.

Se deberá de realizar los diagramas de fuerza cortantes a partir de los momentos nominales generados por los refuerzos que colocamos en el diseño por flexión, considerando los cortantes isostáticos, los cuales generaran dos clases de momentos, finalmente se tendrá que hacer una envolvente de todas estas cortantes, todo este proceso se aprecia en la figura 9.7 .

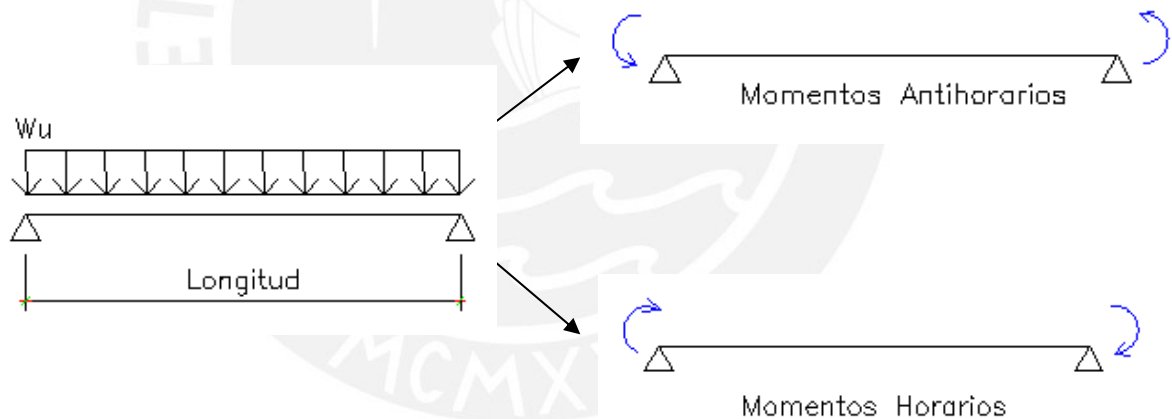
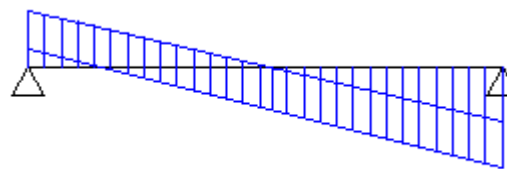


Figura 9.7



Envolvente de Cortantes

Figura 9.8



De allí se compara las cortantes últimas actuantes a la cara ( $V_u$ ), con las cortantes resistentes ( $\phi V_c$ ).

- Si  $V_u \leq \phi V_c$  entonces es posible usar estribos mínimos con un espaciamiento que no exceda el menor de los siguientes valores:

$$S_{\max} = \frac{A_v \cdot f_y}{0.2 \sqrt{f'_c} \cdot b} \qquad S_{\max} = \frac{A_v \cdot f_y}{3.5 \cdot b}$$

Estos estribos serán colocados en la zona en la cual  $V_u \geq 0.5 \phi V_c$ .

- Si  $V_u > \phi V_c$  es necesario colocar refuerzo por corte. Se deberá calcular la siguiente expresión

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Además se deberá comprobar que  $V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$ , pues el valor máximo de los cortantes no debe exceder a  $V_u = \phi (V_c + 2.1 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d)$ , el cual es el cortante máximo para la sección, pues si excede este valor, será recomendable que se aumente las dimensiones de la sección transversal, en este caso de la viga.

Finalmente calcularemos el espaciamiento del refuerzo mediante la siguiente expresión:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \qquad s_{\max} = \frac{d}{2}$$

Donde:  $A_v$  = Área transversal del estribo, al realizar el corte atravesamos dos veces el acero colocado, por lo que " $A_v$ " va a ser 2 veces el área transversal del acero utilizado.

Dado que estamos analizando la viga V - 1, hallamos las fuerzas cortantes a partir de los momentos nominales generados por los refuerzos que colocamos en el diseño por flexión, los cuales están en la última parte del punto 9.1.2.

Calculando las cortantes para el primer tramo

	ANTIHORARIO			HORARIO	
	IZQUIERDO SUPERIOR	DERECHO INFERIOR		IZQUIERDO INFERIOR	DERECHO SUPERIOR
As colocado	4	4	As colocado	4	7.29
Mu izq (ton)=	9.69	Mu der (ton) = 9.69	Mu izq (ton) =	9.69	Mu der (ton) = 17.24
Mn izq (ton)=	10.77	Mn der (ton) = 10.77	Mn izq (ton) =	10.77	Mn der (ton) = 19.16
V izq =	9.86	Vder = 0.14	V izq =	-2.10	Vder = 11.82

Calculando las cortantes para el segundo tramo

	ANTIHORARIO			HORARIO	
	IZQUIERDO SUPERIOR	DERECHO INFERIOR		IZQUIERDO INFERIOR	DERECHO SUPERIOR
As colocado	7.29	4	As colocado	4	4
Mu izq (ton)=	17.24	Mu der (ton) = 9.69	Mu izq (ton) =	9.69	Mu der (ton) = 9.60
Mn izq (ton)=	19.16	Mn der (ton) = 10.77	Mn izq (ton) =	10.77	Mn der (ton) = 10.77
V izq =	20.71	Vder = -17.8	V izq =	-12.47	Vder = 15.33

El cortante máximo de los dos tramos es 20.71 Ton , está ubicado en el 2do tramo. En las figuras siguientes se aprecia los cortantes a los ejes, el valor del cortante máximo a la cara, con el cual procederemos a diseñar por corte.

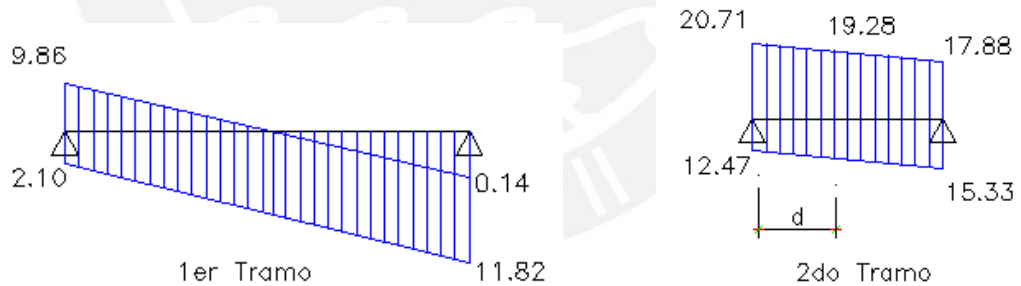


Figura 9.8 Envolventes de Cortantes y cortante máximo a “d” de la cara

Cortante de diseño “d” de la cara  $V_u = 19.28 \text{ Ton}$

$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 66 = 12672.71 \text{ kg} = 12.67 \text{ Ton}$  ,  $\phi V_c = 10.77 \text{ Ton}$

$V_u > \phi V_c$  , por lo tanto se realiza el procedimiento anteriormente mencionado para este caso .

$$V_s = \frac{19.28}{0.85} - 12.67 = 10.01 \text{ ton}$$

Los estribos que colocaremos serán de 3/8" de diámetro, teniendo una sección de 0.71 cm<sup>2</sup>.

$$s = \frac{2(0.71) \times 4200 \times 66}{10012} = 39.31 \text{ cms}$$

También se requiere tener una zona de confinamiento igual a dos veces el peralte de la viga, en la cual el espaciamiento máximo será el menor valor de las siguientes expresiones :

- 0.25 d = 0.25 x 66 = 16.50 cm
- 8db = 8 x 1.59 = 12.72 cm
- 30 cm

Fuera del confinamiento el espaciamiento máximo será de 0.5d = 0.5 x 66 = 33 cm.

Por lo tanto determinamos que nuestros estribos serán colocados de la siguiente forma : 3/8" 1@.05, 12@.10, Rto @ 30

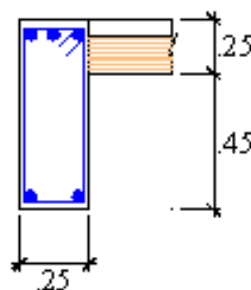
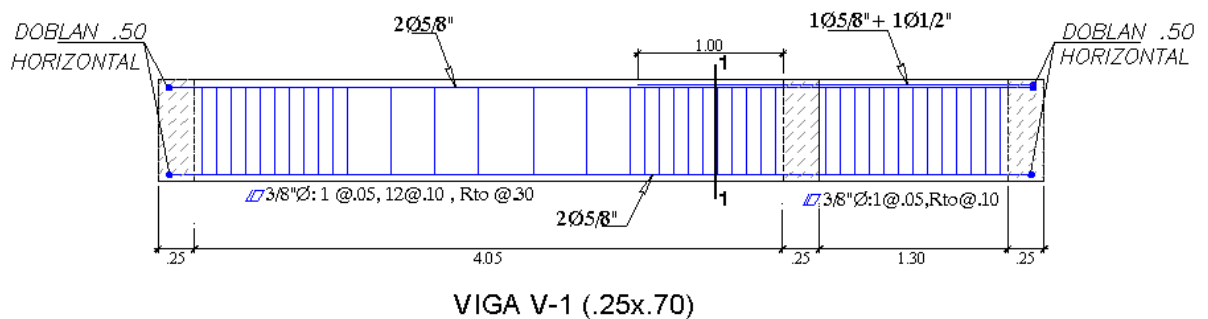


Figura 9.9 Diseño final de viga V -1

## 9.2 VIGAS CHATAS

### 9.2.1 CONCEPTO DE VIGAS CHATAS

Las vigas chatas son elementos similares a las vigas peraltadas, solo que su peralte es igual al de la losa que lo rodea, su función principal es resistir las cargas actuantes sobre ella, los cuales regularmente son muros de albañilería, también brinda rigidez lateral a la edificación pero es menor comparando con la rigidez que brindan las vigas peraltadas, todas las cargas que resiste son transportadas hacia los elementos estructurales resistentes (vigas, columnas, placas), En capítulo 2.5 se predimensionó las vigas chatas, se adoptó una viga chata de 0.40 m x 0.25 m y de longitud variable según las dimensiones de cada parte de la estructura, también existen en la estructura vigas chatas de 0.50m x 0.25m y 0.60m x 0.25, todas estas características se aprecian en la figura 9.10.

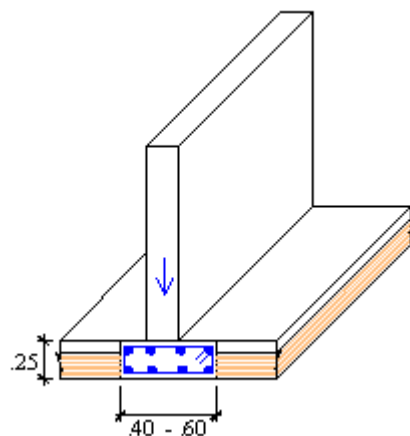


Figura 9.10  
Sección  
transversal  
de la viga  
chata

Las vigas chatas soportarán su peso propio, además de tabiques de albañilería, parapetos, pisos terminados, además de las cargas vivas, las cuales son de  $200 \text{ kg/cm}^2$  por ser la edificación de viviendas. Se realizarán dos diseños un diseño por flexión y un diseño por corte.

### 9.2.2 DISEÑO POR FLEXIÓN DE VIGAS CHATAS

Para una mejor descripción diseñamos la viga chata que se encuentra en el sótano 1 entre los paños 8 – 9 y F – G, la cual tiene dimensiones de 0.50m x 0.25m, de los metrados del capítulo 3.5 tenemos lo siguiente:

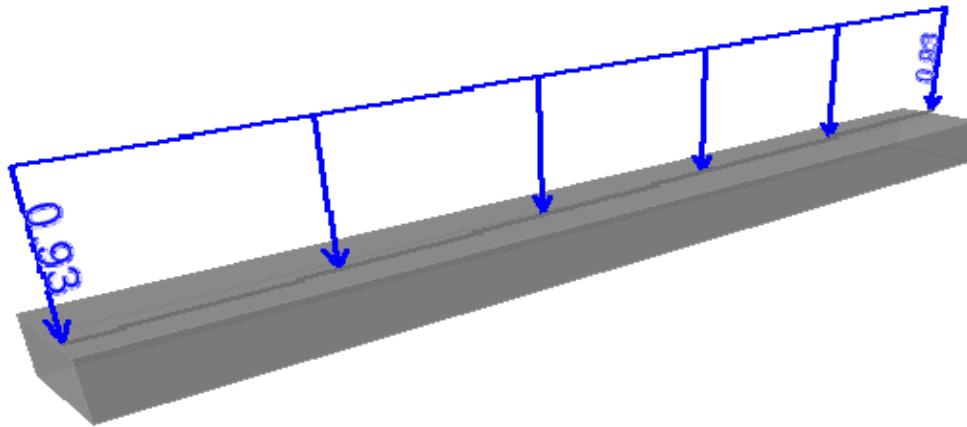


Figura 9.11 Cargas muertas en viga chata ( Ton x m )

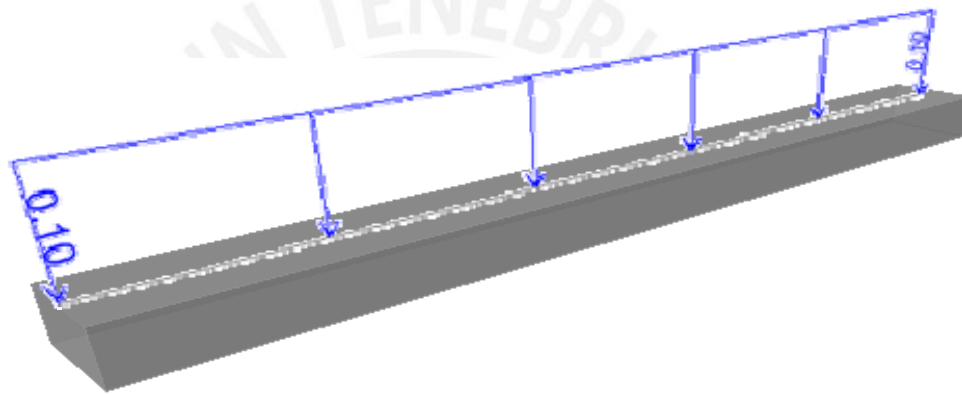


Figura 9.12 Cargas vivas en viga chata ( Ton x m )

Los valores de CM Y CV , de manera similar al de vigas peraltas deberán ser colocados en las diferentes combinaciones de carga ,obteniéndose seis diagramas de momentos flectores y seis diagramas de fuerzas cortantes , por lo que se toma la envolvente de ambos diagramas , lo que se observa en las siguientes figuras:

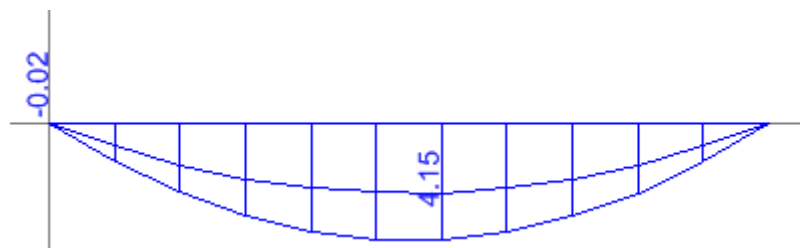


Figura 9.13 Envolvente de Momentos Flectores ( Ton x m )

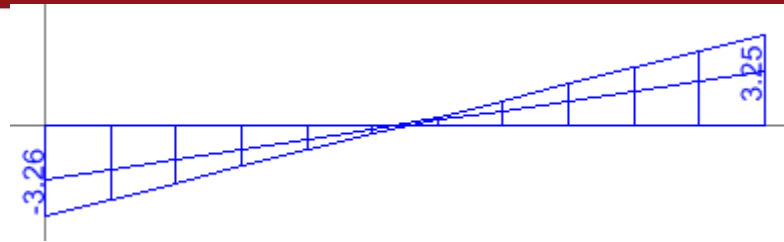


Figura 9.14 Envolvente de Fuerzas Cortantes ( Ton )

Siendo la viga de  $b = 0.50$  m de base ,  $h = 0.25$  m de peralte y  $d = 0.21$  m de peralte efectivo

Acero máximo y mínimo

$$As_{max} = 0.75 As_b = 0.75 \times \rho_b \times b \times d$$

$$As_{max} = 0.75 \times 2.13\% \times 50 \times 21 = 16.77 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} bd = \frac{0.7 \sqrt{210}}{4200} \times 50 \times 21 = 2.54 \text{ cm}^2$$

Long Tramo (cara) : 4.96 m

$M^+$ (ton x m)	4.15	$M^-$ (ton x m)	1.61
As ( $\text{cm}^2$ )	5.58	As ( $\text{cm}^2$ )	2.08
As colocado	<b>5 Ø 1/2"</b>	As colocado	<b>3 Ø 1/2"</b>
As colocado ( $\text{cm}^2$ )	6.45	As colocado ( $\text{cm}^2$ )	3.87

Distribución de acero por flexión

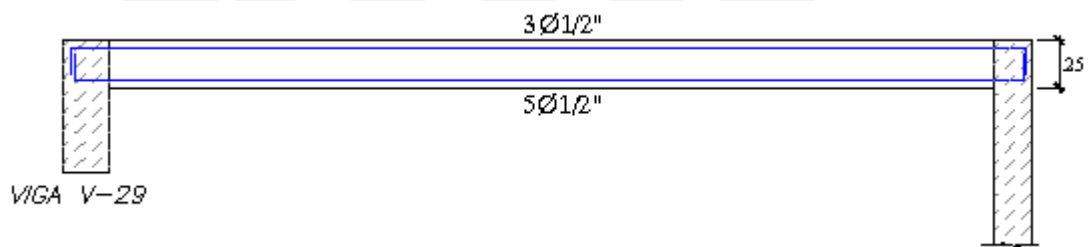


Figura 9.15

Resistencia Nominales ( $\emptyset Mn$ ) obtenidas con el acero colocado

Para  $M^+$  , As colocado  $6.45 \text{ cm}^2$  , entonces  $\emptyset Mn = 4.75 \text{ Ton x m (+ 14 %)}$

Para  $M^-$  , As colocado  $3.87 \text{ cm}^2$  , entonces  $\emptyset Mn = 2.94 \text{ Ton x m (+ 82%)}$

Finalmente:

$$\emptyset Mn = 4.75 \quad \longrightarrow \quad Mn = 5.28 \text{ Ton x m}$$

$$\emptyset Mn = 2.94 \quad \longrightarrow \quad Mn = 3.27 \text{ Ton x m}$$

### 9.2.3 DISEÑO POR CORTANTE DE VIGAS CHATAS

De diseño similar al caso de de las vigas peraltadas , hallamos las fuerzas cortantes a partir de los momentos nominales generados por los refuerzos que colocamos en el diseño por flexión ,los cuales están en la última parte del punto 9.2.2 . Calculando las cortantes :

	ANTIHORARIO			HORARIO	
	IZQUIERDO SUPERIOR	DERECHO INFERIOR		IZQUIERDO INFERIOR	DERECHO SUPERIOR
As colocado	3.87	6.45	As colocado	6.45	3.87
Mu izq (ton)=	2.94	Mu der (ton) = 4.75	Mu izq (ton) =	4.75	Mu der (ton) = 12.94
Mn izq (ton)=	3.27	Mn der (ton) = 5.28	Mn izq (ton) =	5.28	Mn der (ton) = 3.27
V izq =	4.92	Vder = 1.62	V izq =	1.62	Vder = 4.92

El cortante máximo es 4.92 Ton . En las figura siguiente se aprecia el cortante a los ejes, el valor del cortante máximo a la cara, con el cual procederemos a diseñar por corte.

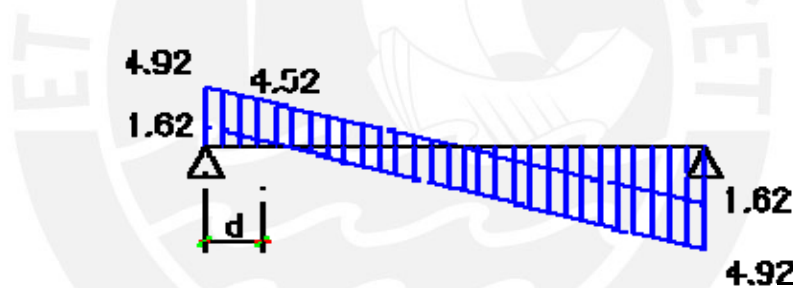


Figura 9.16 Envolturas de Cortantes y cortante máximo a “d” de la cara

Cortante de diseño “d” de la cara  $V_u = 4.52 \text{ Ton}$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 50 \times 25 = 9600.54 \text{ kg} = 9.6 \text{ Ton} , \quad \phi V_c = 8.16 \text{ Ton}$$

Se observa que  $V_u < \phi V_c$  ,por lo tanto se podrá diseñar con un estribaje mínimo , que respete los espaciamientos mínimos anteriormente dados.

Utilizamos para los estribos acero de 1/4” el cual tiene una sección transversal de  $0.32 \text{ cm}^2$ , entonces procedemos a calcular los espaciamientos :

$$S_{\max} = \frac{2(0.32) \times 4200}{0.2 \sqrt{210} \times 50} = 18.55 \text{ cm} \quad S_{\max} = \frac{2(0.32) \times 4200}{3.5 \times 50} = 15.36 \text{ cm}$$



También se requiere tener una zona de confinamiento igual a dos veces el peralte de la viga ( $2d = 42 \text{ cm}$ ), en la cual el espaciamiento máximo será el menor valor de las siguientes expresiones :

- $0.25 d = 0.25 \times 21 = 5.25 \text{ cm}$
- $8db = 8 \times 0.95 = 7.62 \text{ cm}$
- $30 \text{ cm}$

Por lo tanto determinamos que nuestros estribos serán colocados de la siguiente forma :  $\square 1/4" \ 1@.05, 4@.10 \text{ Rto } @.15$

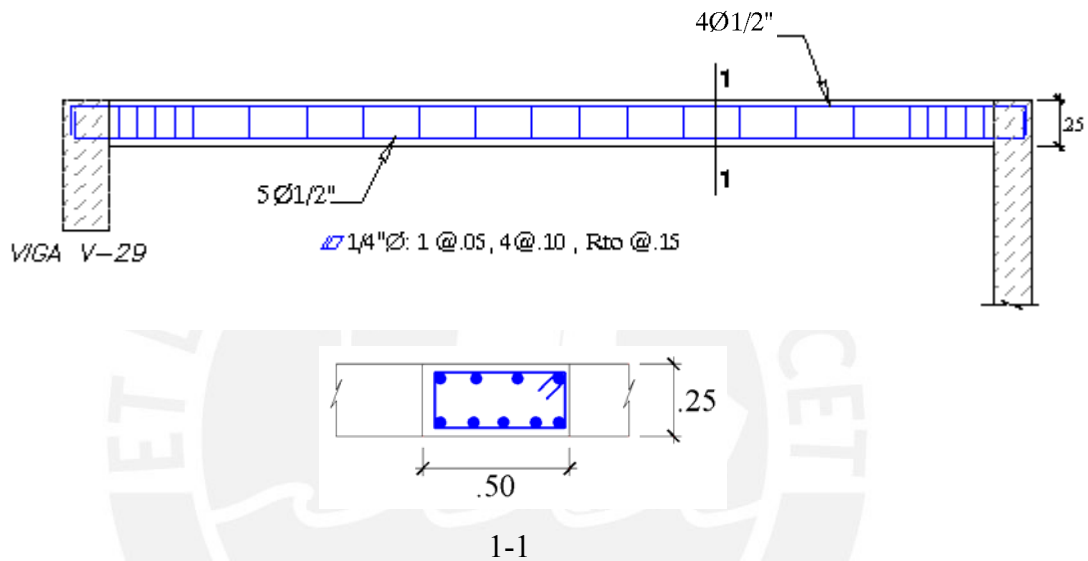


Figura 9.17 Diseño final de viga V -7

## CAPÍTULO 10. DISEÑO DE COLUMNAS

### 10.1 CONCEPTO DE COLUMNA

Las columnas son elementos estructurales verticales que trabajan principalmente a compresión, también soportan los momentos flectores generados por los demás elementos estructurales en los dos sentidos. El diseño de las columnas será por flexocompresión y por corte, también se procederá a verificar la flexión biaxial, y la esbeltez de la columna.

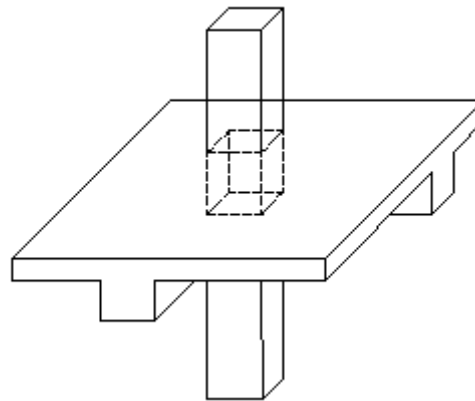


Figura 10.1

Las columnas soportarán además de su peso propio, las sobrecargas, las cargas de las vigas peraltadas y chatas, losas aligeradas y macizas y todo elemento estructural que este dentro de su área de tributaria.

### 10.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Para realizar el diseño por flexocompresión se deberá construir varios diagramas de interacción para cada columna y para cada dirección, los diagramas de interacción definen los límites de resistencia de la sección (área de acero y área bruta de la sección), para las fuerzas axiales y momentos flectores generados por las acciones de gravedad y sísmicas luego de amplificarlas por las diversas combinaciones, si los puntos se encuentran dentro de la curva de diseño, entonces la sección y la cantidad de acero es la adecuada.

Las curvas de diseño del diagrama de interacción se generan variando la ubicación del eje neutro en la sección para una determinada distribución de acero, luego se procede a calcular por equilibrio la resistencia nominal de la sección para ese caso, determinándose un punto, y así sucesivamente hasta completar la curva.

En nuestro caso utilizaremos el programa GALA REINFORCEMENT 4.1, para obtener los diagramas de interacción, para lo cual ante una determinada sección de columna iremos variando la cantidad y distribución de acero colocado, hasta verificar que los puntos de Momento y Axiales ultimas de las diversas combinaciones de carga se encuentren dentro y lo más cercano a la curva de diseño del diagrama de interacción.

En el capítulo 2.6 y 3.6 se procedió a dimensionar y metrar las columnas respectivamente. La Norma E.060 en su artículo 12.4 nos dice que la cuantía deberá estar entre 1% y 6%, como indica la expresión siguiente:

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} \quad \rho \geq 1\% \quad \rho \leq 6\%$$

Siendo :

$A_{st}$  = Área total de acero

$A_g$  = Área bruta de la sección transversal

Para una mejor descripción diseñamos la columna C - 6 que se encuentra entre los ejes 2 y E, naciendo en el sótano 1 hasta el 5to piso , la cual tiene dimensiones de 0.25 m x 0.65 m. Para el área de acero consideramos los escrito anteriormente , colocando inicialmente 10 Ø 5/8" , para tener una cuantía de 1.14 % , las barras serán distribuidas de la siguiente manera :

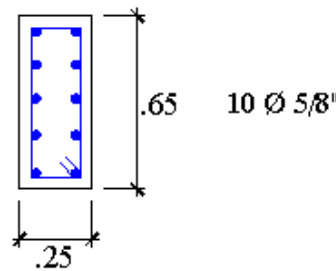


Figura 10.2 Distribución de acero colocado en columna

Se procede a realizar las combinaciones de de carga para la dirección principal:

Semisótano	P (ton)	M (ton.m)	V (ton)
Muerta	76.95	0.66	-0.30
Viva	9.61	0.11	-0.06
Sismo	3.19	3.10	2.03
<b>1.5CM + 1.8CV :</b>	132.72	1.19	0.56
<b>1.25(CM+CV)+CS :</b>	111.39	4.54	1.58
<b>1.25(CM+CV)-CS :</b>	105.01	-2.92	2.48
<b>0.9CM + CS :</b>	72.45	3.69	1.76
<b>0.9CM - CS :</b>	66.07	-2.51	2.30

Se introduce todos estos valores al GALA , el cual nos da el siguiente diagrama de interacción.

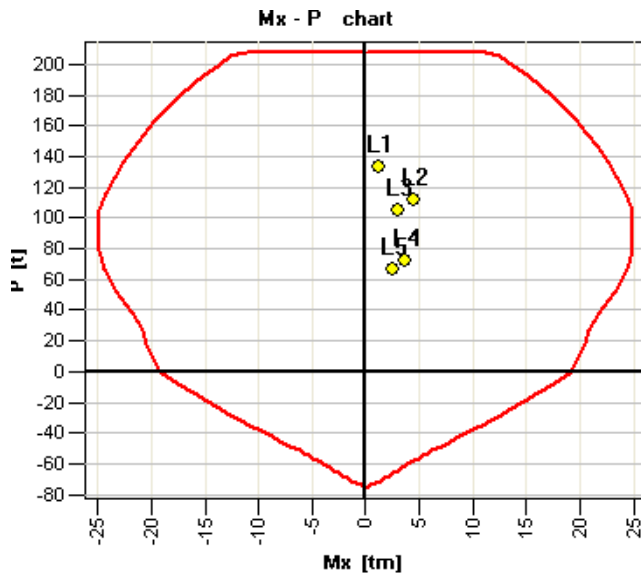


Figura 10.3

Se observa que los puntos , si bien se encuentran dentro de la curva de diseño , se encuentran lejanos de ella, por lo cual se procederá a reducir el área de acero, teniendo como límite la cuantía mínima de 1% .

Por lo tanto la columna en quedará definida con 6 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2" (cuantía de 1.1%), a continuación se muestra en la Figura 10.4, la distribución y el diagrama de interacción que se obtiene.

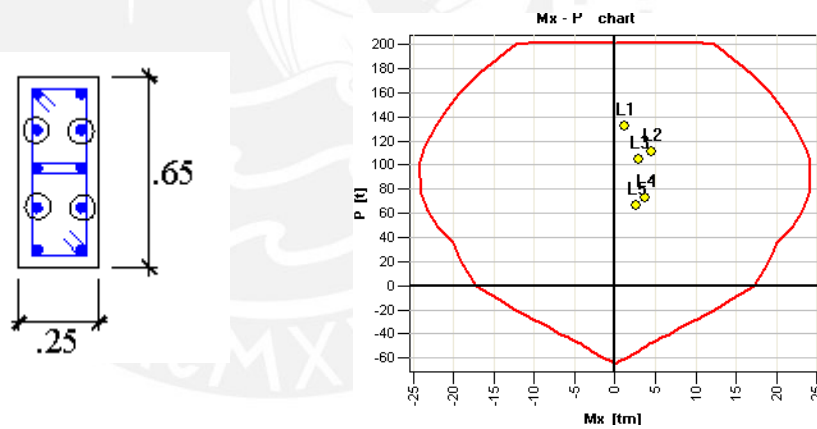


Figura 10.4

### 10.3 VERIFICACIÓN DE FLEXIÓN BIAIXIAL

Se procede a realizar la verificación biaxial en la columna, pues la carga podría provocar flexión en ambos ejes, generando una superficie formada por curvas de interacción uniaxial, donde los momentos flectores y cargas axiales agoten la capacidad de la sección, para lo cual aplicamos el Método Bresler el que se basa en una aproximación del perfil de la superficie de interacción. Estableciendo la siguiente expresión :

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

Donde:

$P_u$  : Carga axial que resiste la columna en la flexión biaxial

$\phi P_{nx}$  : Capacidad de la sección si solo resistiera  $M_{ux}$  ( $M_{uy} = 0$ )

$\phi P_{ny}$  : Capacidad de la sección si solo resistiera  $M_{uy}$  ( $M_{ux} = 0$ )

$\phi P_{no}$  : Capacidad de la sección si solo resistiera carga axial ( $e_x = e_y = 0$ )

Siendo:  $P_o = 0.85 f'c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$

También se procede a verificar si la carga axial cumple con  $P_u \geq 0.1\phi P_o$ , pues es el 1er requisito para aplicar la fórmula de Bresler, como 2do requisito se debe verificar la siguiente ecuación  $P_u \leq 0.8 \phi P_o$  sea menor que la carga axial máxima permitida, todos estos puntos se calculan a continuación:

- $P_o = 0.85 \times \sqrt{210} \times (25 \times 70 - 17.16) + 17.16 \times 4200 = 381383.94 \text{ Kg} = 381.38 \text{ Ton}$
- $\phi P_o = 0.7 \times 381.38 = 266.97 \text{ ton}$
- $0.1\phi P_o = 0.1 \times 0.7 \times 381.38 = 26.70 \text{ ton}$
- $0.8\phi P_o = 0.8 \times 0.7 \times 381.38 = 213.57 \text{ ton}$

Requisito 1:  $99.49 > 26.70$  Ok

Requisito 2  $99.49 < 213.57$  Ok

No es necesario la verificación de flexión biaxial pues los momentos de sismo son muy pequeños.

#### 10.4 ESBELTEZ

Se procede a calcular la esbeltez en la columna, para verificar que las cargas axiales aplicadas no generen deformaciones transversales que aumenten la excentricidad, modificando esto los momentos hallados en el análisis anterior (Momentos de 1er orden), esta nueva excentricidad generará efectos de deformación de 2do orden.

La norma NTE 0.60 establece que los efectos de esbeltez no son tomados en cuenta cuando los efectos locales y globales son despreciables, para lo cual se calculan estos efectos a continuación:

- Efecto local  $\frac{l_n}{r} < 34 - 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)$
- $l_n$  = Luz libre  
 $r$  = radio de giro =  $0.30 \times h$   
 $M_1$  = Mom. Flector menor de diseño  
 $M_2$  = Mom. Flector mayor de diseño  
 $h$  = peralte del elemento

$$\frac{2.85}{0.30 \times 0.70} < 34 - 12 \left( \frac{3.43}{4.54} \right)$$

$$13 < 24.93$$

Siendo esta inecuación correcta , entonces se desprecia el efecto de esbeltez local .

- Efecto global : es despreciable si  $Q < 0.06$

$$Q = \frac{(\sum Pu) x u}{V_u x h}$$

$\sum Pu$  = Suma de cargas axiales de diseño amplificadas y acumuladas.

$U$  = Deformación relativa entre niveles superior e inferior

$V_u$  = Fuerza cortante amplificada debido a cargas laterales

Nivel	$V_u$ (ton)	$u$ (m)	$\sum Pu$ (Ton)	$h$ (m)	$Q$
5to piso	6.75	0.01174	23.07	3.05	0.013
4to piso	5.9	0.00924	70.09	3.05	0.036
3ro piso	5.85	0.00666	144.98	3.05	0.054
2do piso	5.29	0.00385	245.38	3.05	0.059
1ro piso	4.53	0.00190	377.07	3.05	0.052

Por lo cual también el efecto global es despreciable, por lo tanto la columna no es afectada por los efectos de esbeltez.

## 10.5 DISEÑO POR CORTANTE

Como se señaló anteriormente en los demás diseños por corte, la Norma E.060 en su artículo 13.3.2 establece el diseño por corte, en el caso en que  $V_u > \phi V_c$  se colocará estribos a un espaciamiento dado, en el caso que  $V_u < \phi V_c$  , también se colocará estribos, debido al corte mínimo, pero estos serán menores, respetando los límites presentados por la norma. Se realizó este diseño para la dirección más crítica, es decir considerando un ancho de 70 cms y un peralte de 25 cms, con el acero de refuerzo obtenido  $6 \phi 5/8'' + 4 \phi 1/2''$  (17.16 cm<sup>2</sup>).

En la figura 10.5, se aprecia el diagrama de interacción para esta armadura de acero, así como el momento nominal máximo , de lo cual tenemos:

$$M_{NOMINAL} = 37.50 \text{ ton} \times \text{m}$$

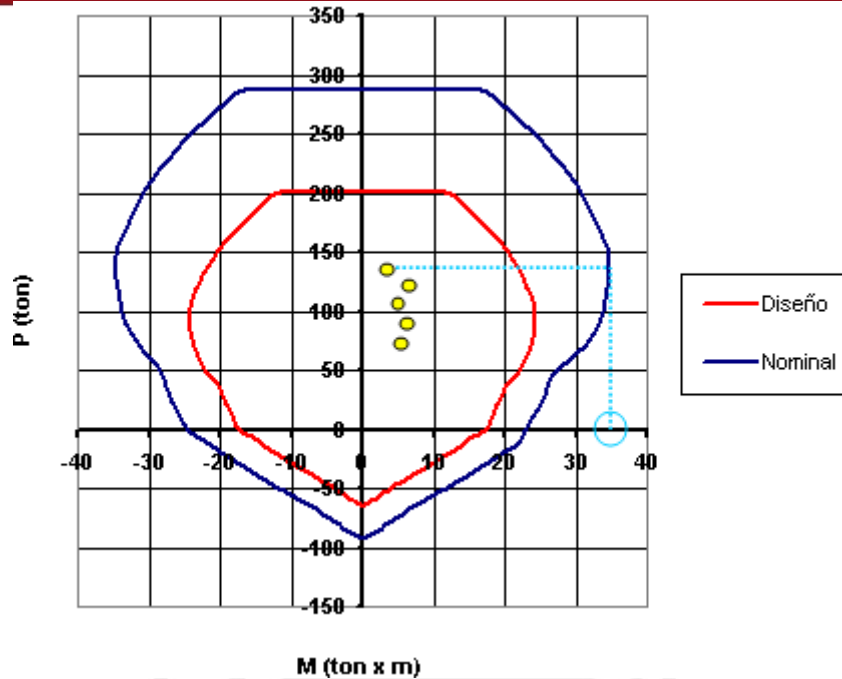


Figura 10.5

En el diseño por capacidad la norma peruana nos establece un factor ( $F_{sr}$ ) de 1, para el valor de la resistencia probable  $M_{pr} = M_n \times F_{sr}$ , por lo cual  $M_{pr} = M_n$ . Asumiendo que la columna trabaja en doble curvatura. Calculamos la fuerza cortante probable  $V_{pr}$ , la cual es igual a 2 veces el  $M_{pr}$  entre la altura libre de la columna.

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{h_{libre}} \quad V_{pr} = \frac{2(35.00)}{2.35} = 29.79 \text{ ton}$$

, entonces  $V_{pr} = V_u = 29.79 \text{ ton}$ , además tenemos que  $P_u = 287.26 \text{ ton}$  y  $A_g = 1625 \text{ cm}^2$ . Ahora procedemos a calcular el momento resistido por el concreto:

$$V_c = 0.53x\sqrt{f'c}x b_w x dx \left( 1 + 0.0071 \frac{P_u}{A_g} \right)$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 66 \left( 1 + 0.007(287260/1625) \right) = 28354 \text{ Kg} = 28.35 \text{ ton}$$

Calculamos el cortante resistido por el refuerzo:


$$V_s = (29.79 / 0.85) - 28.35 = 6.69 \text{ ton}$$

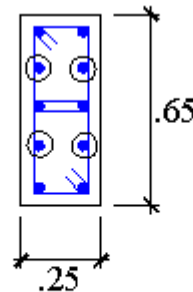


Cálculo de la separación de estribos , suponiendo doble estribo ( requisito necesario para armado de estribos en la sección, dadas las dimensiones), usando fiero de 3/8" para el estribaje.


$$S = \frac{(4 \times 0.71) \times 4200 \times 61}{6697} = 108.6 \text{ cms}$$

Por requisitos de espaciamiento máximo utilizaremos estribos de 3/8" cada 30cm , y dentro de la zona de confinamiento cada 10 cm, quedando nuestra distribución de estribos de la siguiente manera:

2  3/8" 1@.05 , 10@.10 Rto @.30



6 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2" ⊙

2  3/8" Ø: 1@.05 , 10@10, Rto@.30

## CAPÍTULO 11. DISEÑO DE PLACAS

### 11.1 CONCEPTO DE PLACA

Se denominan placas o muros de corte a aquellos elementos sujetos a cargas verticales y laterales producidas por los sismos, estos elementos dada su alta rigidez absorben gran parte de la fuerza sísmica total. Su uso es recomendado para edificios altos, con el fin de controlar las deflexiones de entrepiso, pues absorben grandes fuerzas cortantes, que a su vez producen momentos importantes, los cuales son mayores en los pisos bajos de las edificaciones. Las placas son elementos sometidos a flexocompresión y fuerza cortante, por lo tanto pueden ser diseñados con las hipótesis básicas de flexión.

### 11.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Primero se procede a verificar si la placa es esbelta ( $H/L \geq 1$ ), cumpliendo este requisito se da el siguiente procedimiento:

- Se coloca el refuerzo vertical distribuyéndose a lo largo de la placa, concentrando mayor refuerzo en los extremos, con esto se procede a hacer el diagrama de interacción.
- Se ubica los momentos y fuerzas axiales, provenientes de las combinaciones de carga, en el diagrama de interacción.
- Se verifica que estos puntos estén dentro y lo más cercano a la curva de diseño, cumplido este punto se considerará un diseño adecuado.

De ser un muro poco esbelto ( $H/L < 1$ ), el comportamiento ya no puede ser analizado por hipótesis de flexión sino que su diseño será similar al diseño de las vigas pared, teniendo otro procedimiento.

En nuestro caso estamos analizando la placa PL -01, la cual tiene una altura de 18.40 m y una longitud de 4.15 m, por lo cual  $18.40 / 4.15 = 4.34 > 1$ , por lo cual cae dentro los muros esbeltos. Entonces procedemos a colocar el refuerzo vertical a lo largo de la placa como se aprecia en la figura 11.1.

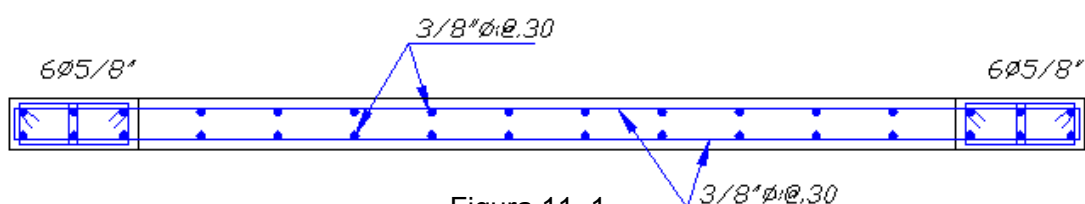


Figura 11 .1

Se procede a realizar las combinaciones de de carga para la dirección principal , en el nivel del semisótano:

Semisótano	P (ton)	M (ton.m)	V (ton)
Muerta	73.29	2.79	0.71
Viva	11.27	0.42	-0.25
Sismo	17.91	106.6	18.08
<b>1.5CM + 1.8CV :</b>	130.22	4.94	0.62
<b>1.25(CM+CV)+CS :</b>	123.61	110.61	18.66
<b>1.25(CM+CV)-CS :</b>	87.79	-102.59	17.51
<b>0.9CM + CS :</b>	83.87	109.11	18.72
<b>0.9CM - CS :</b>	48.05	-104.09	17.44

Se introduce todos estos valores al GALA , el cual nos da el siguiente diagrama de interacción.

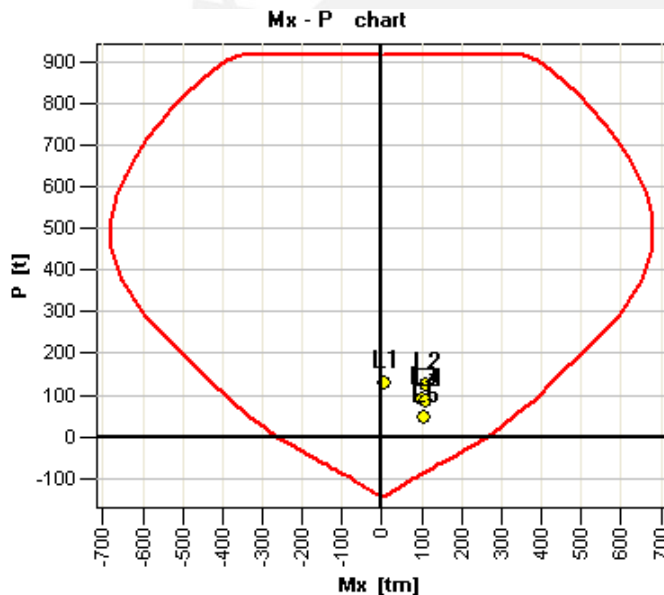


Figura 11.2

Se observa que los puntos , se encuentran dentro de la curva de diseño ,por lo cual el diseño es el correcto.

### 11.3 DISEÑO POR CORTE

El procedimiento de diseño por corte será similar al diseño de la columnas, donde la Norma E.060 en su artículo 15.4.3.1 establece el diseño por corte, en el caso en que  $V_u > \phi V_c$  , se proporcionará refuerzos por corte, esto para que se cumpla que  $V_u \leq \phi V_n$  ,siendo  $V_n = V_c + V_s$  , y donde  $V_n$  no deberá exceder de  $2.6\sqrt{f'c.t.d}$  .

También se considerará que deberá corregirse la fuerza cortante obtenida, para evitar que se produzca la falla por corte se produzca antes que la falla por flexocompresión, por lo cual se utilizará la siguiente expresión:

Donde:

$V_u$  = Cortante último proveniente del análisis

$M_u$  = Momento último proveniente del análisis

$M_r$  = Momento nominal asociada a  $P_u$ .

$w_y$  = Factor de amplificación dinámica

$$V_u \geq V_{ua} \left( \frac{M_r}{M_u} \right) w_y$$

Además tenemos que  $w_y = 0.9 + n/10$ , es el valor que toma  $w_t$  para edificaciones entre 1 y 6 pisos, siendo este nuestro caso, por lo cual al tener nuestra placa 6 pisos, nuestro valor de  $w_y$  sería 1.5.

Entonces procedemos a hallar el momento nominal asociado, obtenido con el refuerzo colocado, a partir del diagrama de interacción, por cual tenemos la figura 11.3.

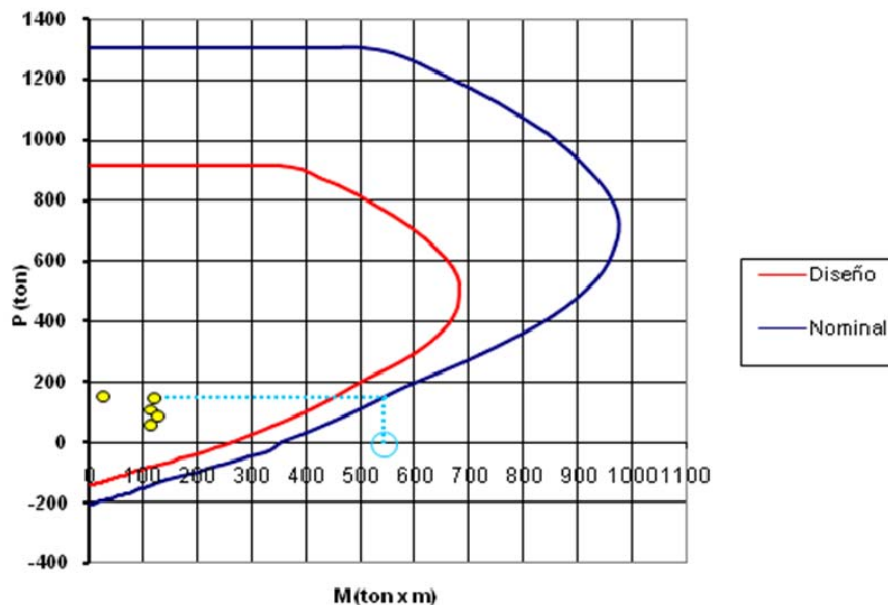


Figura 11.3

En esta figura se aprecia que nuestro valor de  $M_r$  será de 540 ton x m, entonces tenemos:

$$V_u = 18.66 \left( \frac{540}{110.61} \right) 1.5 = 136.65 \text{ ton}$$

$$V_n = V_u / \phi = 136.65 / 0.85 = 160.77 \text{ ton}$$

A continuación se procede a realizar el cálculo de  $V_c$ , en donde  $d$  se puede considerar 0.8 de la longitud de la placa ( $d=0.8L$ ) según el artículo 15.4.3.2 de la norma NTE 0.60.

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 20 \times 0.8(415) = 50997 \text{ Kg} = 51 \text{ ton} .$$

$$V_s = (V_u/\phi) - V_c = (136.65/0.85) - 51 = 109.76 \text{ ton}$$

Para realizar el cálculo del refuerzo horizontal por corte , consideramos refuerzo de 1/2" .

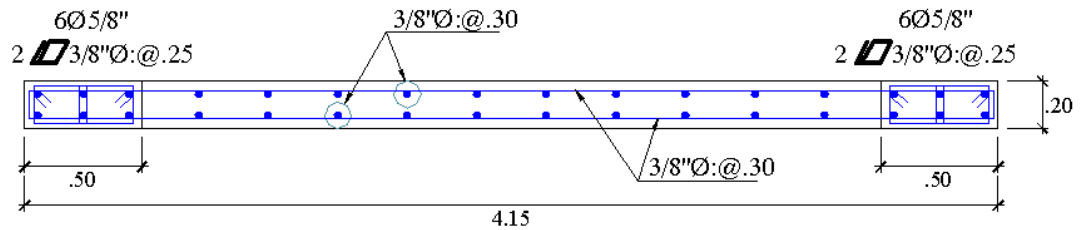
$$S = \frac{(2 \times 1.29) \times 4200 \times 0.8(415)}{109765} = 32.76 \text{ cms}$$

Además espaciamiento horizontal no excederá a L/5 ,3t ni a 45cms, por lo tanto coloraremos fierro de 1/2" @ 30 cm, siendo nuestra cuantía (ph) de 0.004 (154.80/36800) en el refuerzo horizontal, y fierro de 3/8" @ 30cm siendo nuestra cuantía de 0.006 (49.80/8300) en el refuerzo vertical, cumpliendo con lo que la norma establece en su artículo 15.4.3.5.

También se procede a verificar si  $V_n < 2.6\sqrt{f'_c} \times t \times d$  ,

$$V_n < 2.6 \times \sqrt{210} \times 20 \times 0.8 \times 415 = 250179 \text{ kg} = 250.18 \text{ ton} \quad \text{Correcto}$$

Por lo tanto la placa PL -01 quedará estructurada de la siguiente forma:



1er al 5to Piso

Figura 11 .4

## CAPÍTULO 12. DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO

### 12.1 CONCEPTO DE MURO DE SÓTANO

Se denominan muros de sótano; a los muros de contención que se encuentran apoyados lateralmente en los techos de los sótanos, esta condición nos permite evitar los problemas de volteo y que ya no se tenga un empuje activo con coeficiente  $K_a$ , sino un empuje de los suelos en reposo con coeficiente  $K_o$ .

En nuestro caso se desarrollará el diseño de un muro de dos niveles de sótano, además debido a que el muro de contención está apoyado en un nivel superior e inferior no necesitará de una gran cimentación, sino se utilizará cimientos corridos.

### 12.2 DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN

Sobre el muro de contención actúan cargas verticales y horizontales, pero la mayoría de estas cargas son tomadas por las columnas y placas, por lo que la carga vertical que recibe es mínima. A continuación se procede a calcular los empujes lateral, DMF y DFC respectivos del muro de contención del eje G, corte 14-14.

$E_o$  : Empuje lateral debido al suelo,  $K_o = 1 - \text{sen} \varnothing$  siendo  $\varnothing = 35^\circ$

$$E_o = K_o \times \gamma \times H = (1 - \text{sen}(35)) \times 2.0 \times 3.30 = 2.81 \text{ ton} \times \text{m}$$

Realizando la amplificación el empuje sería  $E_o = 2.81 \times 1.8 = 5.05 \text{ ton} \times \text{m}$

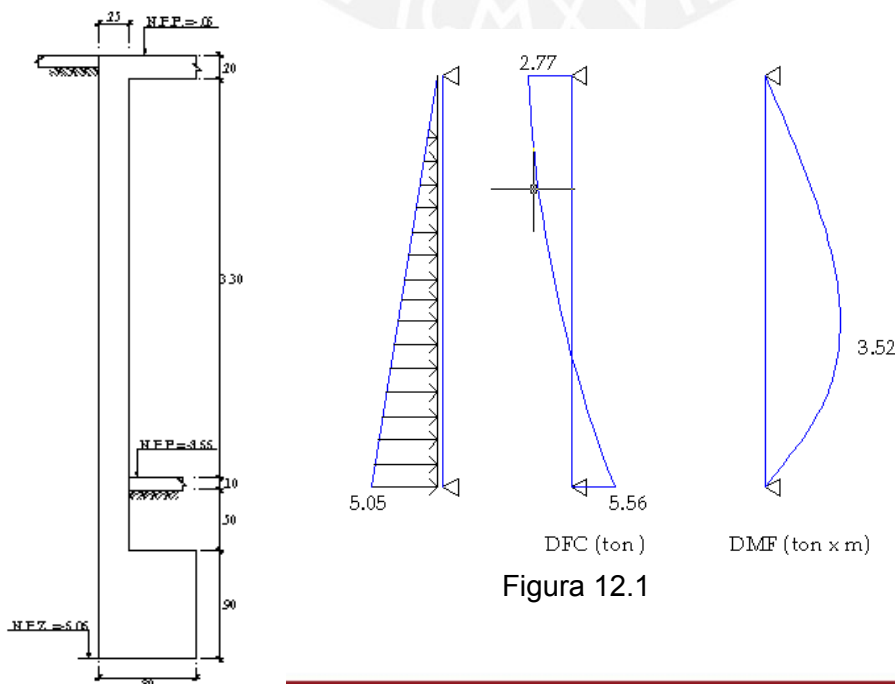


Figura 12.1

CORTE 14-14

**Diseño por flexión**

Tomando un metro de ancho del muro tendríamos que:

$$b = 1.00 \text{ m} \quad d = 0.25 - 0.06 = 0.19 \text{ cm}$$

$$Mu^+ = 3.52 \text{ ton} \times \text{m} \quad As = 4.55 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ } \varnothing 1/2'' @ .30$$

**Diseño por cortante**

Tenemos que  $Vu = 5.56 \text{ ton}$

$$\varnothing Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 19 = 12403 \text{ Kg} = 12.4 \text{ ton} > Vu \quad \text{OK}$$

$$As_{\text{horizontal}_{\text{mínimo}}} = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.50 \text{ cm}^2 \approx \varnothing 3/8'' @ .25 \text{ en ambas caras}$$

**Diseño de cimiento corrido**

Procedemos a calcular las cargas para el diseño por gravedad:

$$\text{Ladrillo: } 0.15 \times 1.80 \times 1.80 \times 1 = 0.486$$

$$\text{Muro : } 0.25 \times 4.70 \times 2.40 \times 1 = 2.82$$

$$\text{Rampa: } (3.45/2) \times 0.58 = 1.00$$

$$\text{s/c : } (3.45/2) \times 0.20 = 0.345$$

$$4.65 \text{ ton / m}$$

$$\text{Ancho} = \frac{Wux1.1}{\sigma} = \frac{4.65 \times 1.1}{40} \approx 13 \text{ cm}$$

Colocaremos el ancho mínimo ,  
el cual es 0.50 m, entonces el esfuerzo sería

$$\sigma = \frac{4.65 \times 1.1}{1.00 \times 0.50} = 10.23 \text{ ton / m}^2$$

$$\sigma_{\text{diseño}} = 10.23 \times 1.6 = 16.37 \text{ ton/m}^2$$

En la figura 12.2 apreciamos el diseño final del muro de contención , vemos que el diseño del cimiento corrido es el mismo que el diseño de la zapata combinada en el eje G.

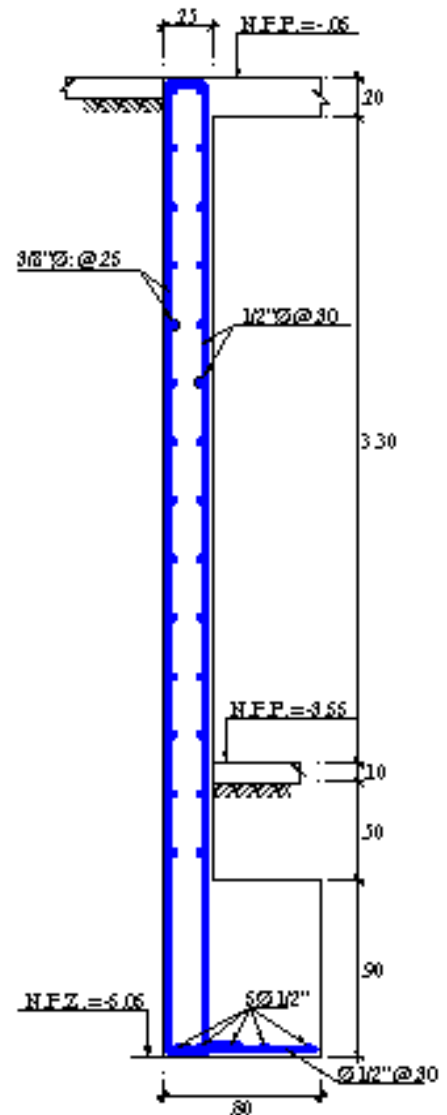


Figura 12.2



## CAPÍTULO 13. DISEÑO DE ESCALERAS

### 13.1 CONCEPTO DE ESCALERA

Se denominan escaleras a aquellos elementos diseñados para unir diversos espacios situados en diferentes niveles en vertical, está compuesto por pasos , contrapasos y descansos, las dimensiones de estos elementos así como su carga ya fueron definidos en los capítulos 2.8 y 3.8. La escalera a analizar es la escalera central, la cual es una escalera con ojo y cuatro tramos, como se observa en la figura 13.1 .

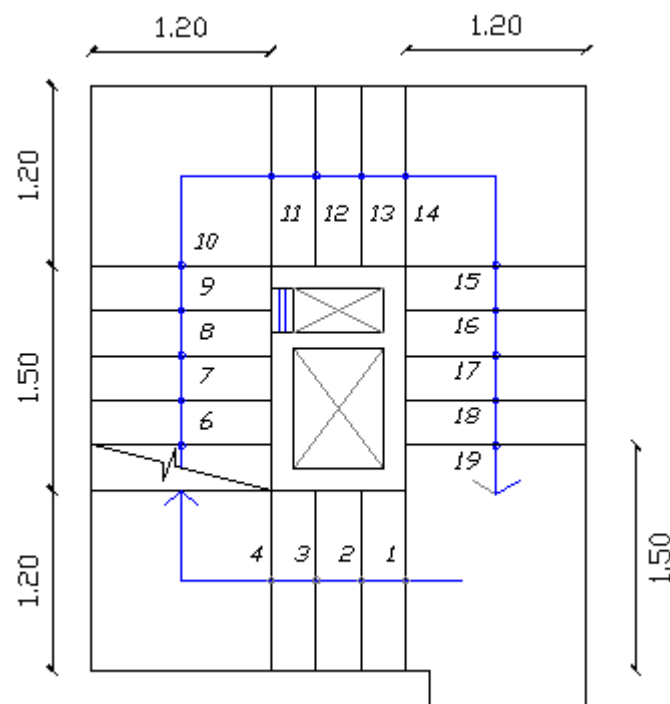


Figura 13.1

### 13.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño por flexión en la escalera consiste en calcular la cantidad de acero necesaria que se colocará en las losas horizontales e inclinadas, pues este elemento estará sometido a cargas vivas y cargas muertas , las cuales generarán momentos y cortantes. Tenemos el siguiente metrado :

Tramo inclinado :	CM = 847.7 kg/m	CV = 240 kg/m
Descanso :	CM = 696 kg/m	CV = 240 kg/m

Ahora se procede a calcular las cargas ultimas según  $W_u = 1.5 CM + 1.8 CV$ , el resultado se parecía en la figura 13.2

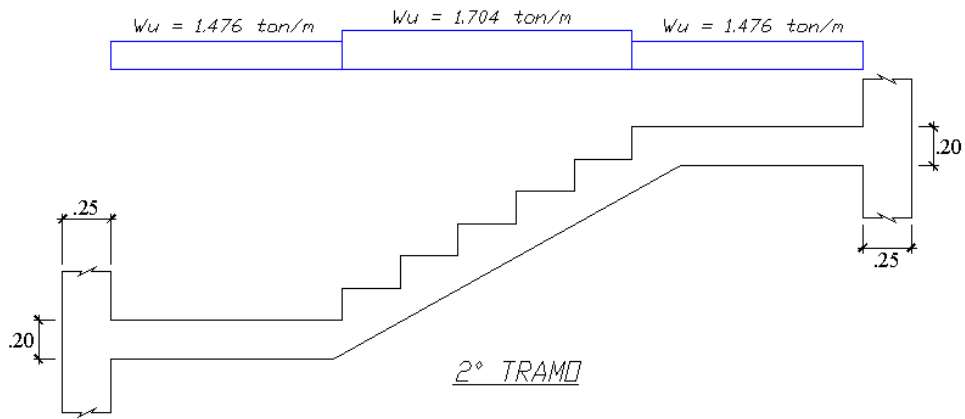


Figura 13.2

En las figura 13.3 se aprecia el diagrama de momento flector, y fuerza cortante, así como la fuerza cortante a d de la cara.

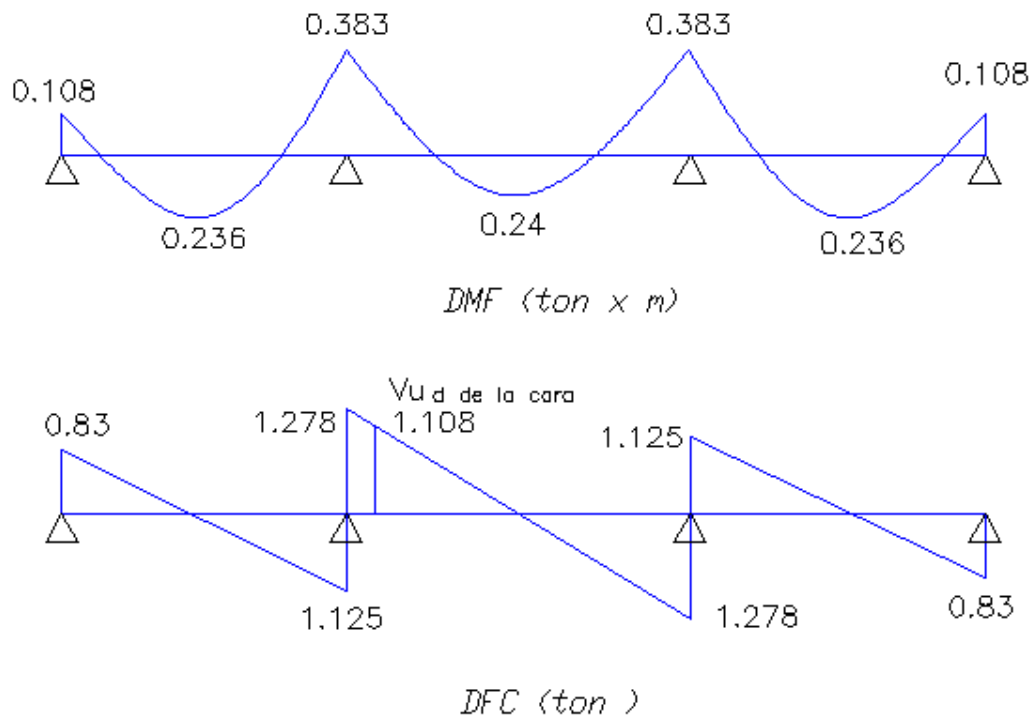


Figura 13.3

A continuación se realiza la verificación por cortante, de donde tenemos que :

$$V_{u \text{ de la cara}} = 1.108 \text{ ton} , \quad b = 120 \text{ cm} , \quad d = 15 - 5 = 10 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 120 \times 10 = 7834.04 \text{ kg} = 7.83 \text{ Ton}$$

Por lo tanto se comprueba que:  $\phi V_c > V_u$  , es correcto.

Se procede a realizar los cálculos para hallar el área de acero requerida.

$$A_{smin} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 120 \times 20 = 4.32 \text{ cm}^2$$

$M^+$ (ton x m)	0.24	$M^-$ (ton x m)	0.383
As (cm <sup>2</sup> )	0.64	As (cm <sup>2</sup> )	1.02

Como las áreas de acero son menores al acero mínimo, entonces utilizamos el valor del acero mínimo para el diseño por flexión y para el refuerzo horizontal. En la figura 13.4 se observa el diseño final de la escalera.

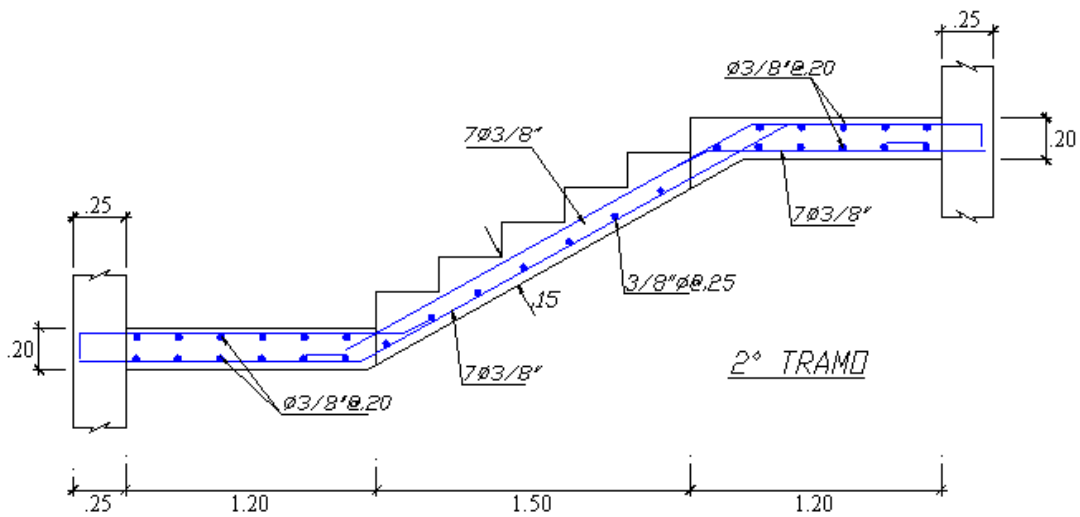


Figura 13.4

## CAPÍTULO 14. DISEÑO DE CISTERNAS

### 14.1 CONCEPTO DE CISTERNA

Se denominan cisternas a las estructuras de concreto armado que almacenan líquidos, está compuesta de paredes laterales, un fondo y dependiendo del uso de un techo, en nuestro caso la cisterna servirá para el almacenamiento de agua para los departamentos, por lo cual contará con una tapa y estará ubicada debajo del nivel del sótano.

### 14.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño de la cisterna se considerará lo avanzado en los capítulos 2.9 donde se estableció la dotación, dimensiones y espesores de la cisterna, así como el capítulo 3.10 de donde se tienen los metrados de las paredes laterales, fondo y tapa, así como los efectos del agua y de la tierra adyacentes a la cisterna, como se observa en la figura 14.1.

#### Diseño de paredes laterales de la cisterna

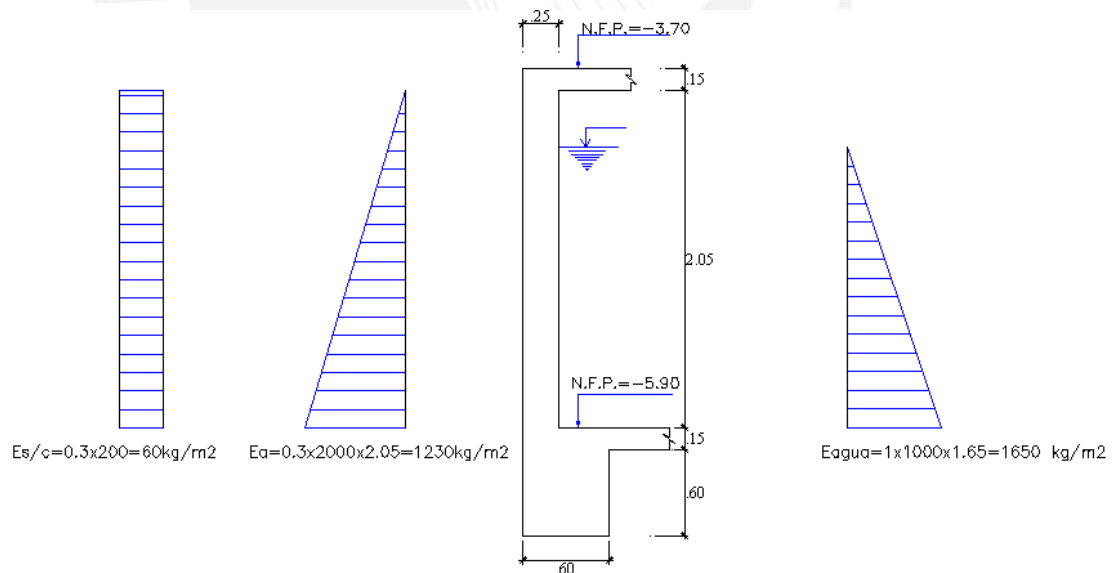


Figura 14.1

Se observa que la situación más crítica para el diseño de las paredes laterales se presentará cuando la cisterna se encuentre vacía, pues en esta condición las presiones ejercidas sobre las paredes laterales no tendrán unas fuerzas contrarias, caso que sucede cuando se encuentra la cisterna llena o

parcialmente llena de agua. También sabemos que las cargas últimas además de amplificarse por los coeficientes de la norma, deberán amplificarse adicionalmente por 1.3, según ACI-350 (elementos en contacto permanente o temporal con el agua). Por lo cual tenemos que:

$$W_u = 1.3 \times (1.8 \times 0.06 + 1.8 \times 1.23) = 3.02 \text{ ton}$$

$$M_{\max} = 0.1283 \times (W_u \times L_n / 2) \times L_n = 0.1283 \times (3.02 \times 2.05 / 2) \times 2.05 = 0.814 \text{ ton} \times \text{m}$$

Con  $b = 100 \text{ cm}$  y  $d = 25 - 7 = 18 \text{ cm}$  con lo cual tenemos que el  $A_s = 1.21 \text{ cm}^2$

Pero  $A_{s \text{ min}} = 0.0030 \times 100 \times 25 = 7.50 \text{ cm}^2$ , al ser 2 columnas de mallas,  $7.50 / 2 = 3.75 \text{ cm}^2 / \text{m}$ , por lo tanto se colocará  $3/8" @ .20 \text{ m}$

Verificación por cortante

$$V_{\text{sup}} = W_u \times L_n / 6 = 3.02 \times 2.05 / 6 = 1.03 \text{ ton} \quad V_{u \text{ sup}} = 1.85 \text{ ton}$$

$$V_{\text{inf}} = W_u \times L_n / 3 = 3.02 \times 2.05 / 3 = 2.06 \text{ ton} \quad V_{u \text{ inf}} = 3.71 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 18 = 11751 \text{ kg} = 11.75 \text{ ton}$$

Por lo tanto se comprueba que:  $\phi V_c > V_u$ , es correcto

#### Diseño de la losa de techo de la cisterna

Diseñamos la losa utilizando el método de los coeficientes (Tablas 17.9.2.2 del RNE 0.60), tenemos que las dimensiones del techo de la cisterna a luz libre son:  $3.30 \text{ m}$  (A) x  $4.64 \text{ m}$  (B), por lo que  $m = A/B = 0.71$ , se considera que las condiciones de borde de losa representan una condición cercana al empotramiento, por lo cual se toma el caso 2 de las respectivas tablas mencionadas.

De los metrados tenemos que la  $CM = 0.46 \text{ ton/m}^2$  y la  $CV = 0.20 \text{ ton/m}^2$

$$\text{Entonces } W_u = 1.5 (0.46) + 1.8 (0.20) = 1.05 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Siendo } b = 100 \text{ cm} \text{ y } d = 15 - 4 = 11 \text{ cm}$$

Para los momentos negativos tengo que:  $C_A = 0.075 \quad C_B = 0.018$

$$M_{A_{\text{neg}}} = 0.075 \times 1.05 \times 3.30^2 = 0.86 \text{ ton} \times \text{m}, \quad A_s^- = 2.12 \text{ cm}^2$$

$$M_{B_{\text{neg}}} = 0.018 \times 1.05 \times 4.64^2 = 0.41 \text{ ton} \times \text{m}, \quad A_s^- = 1.00 \text{ cm}^2$$

Para los momentos positivos debido a CM tengo que:  $C_A = 0.030 \quad C_B = 0.007$

$$M_{A_{\text{neg}}} = 0.030 \times 1.5 (0.46) \times 3.30^2 = 0.23 \text{ ton} \times \text{m}, \quad A_s^+ = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$M_{B_{\text{neg}}} = 0.007 \times 1.5 (0.46) \times 4.64^2 = 0.10 \text{ ton} \times \text{m}, \quad A_s^+ = 0.24 \text{ cm}^2$$

, siendo,  $A_{s \text{ min}} = 0.0018 (100) (15) = 2.70 \text{ cm}^2$ , por lo cual se coloca en la losa de techo  $1 \text{ } \phi 3/8" @ .25 \text{ m}$  en ambos sentidos.

El diseño de los muros laterales y la losa se observan en la figura 14.2

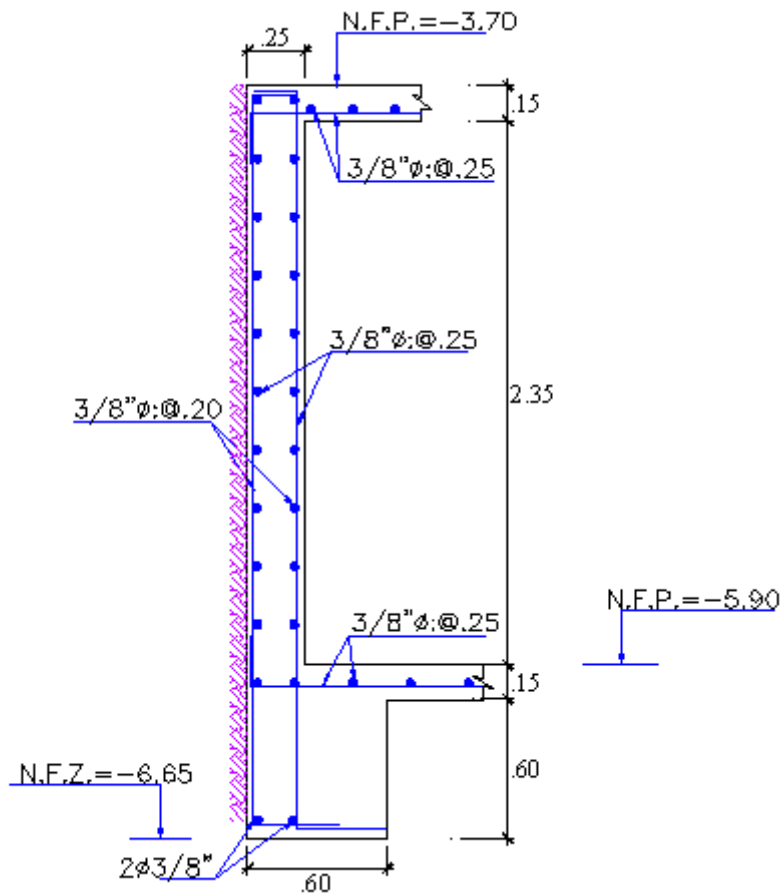


Figura 14.2

## CAPÍTULO 15. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

### 15.1 CONCEPTO DE CIMENTACIÓN

Se denomina cimentación a los elementos estructurales que transmiten las cargas concentradas ( gravedad y sismo) provenientes de elementos estructurales conectados a ella (columnas, placas, muros), todas las cargas son transmitidas al terreno de manera que no se exceda la capacidad portante o esfuerzo admisible del suelo. Asegurando los factores de seguridad adecuados para las condiciones de estabilidad.

De los estudios de suelo se determina la capacidad portante del terreno ( $\sigma_t$ ), el nivel mínimo de cimentación ( $D_f$ ), el asentamiento diferencial máximo, la agresividad del terreno, la presencia de napa freática y algunas recomendaciones para la cimentación. Se tomó en cuenta los lineamientos establecidos en la norma NTE E.050. En la figura 4.1, podemos apreciar como las cargas son transmitidas de elemento a elemento hasta llegar a la cimentación.

**ZAPATAS.-** Son los elementos estructurales que transmiten al suelo las cargas de las columnas y placas, las zapatas se dimensionan teniendo en cuenta la carga axial, usualmente se tiene zapatas rectangulares con voladizos iguales en ambas direcciones, pero hay casos donde pueden ser excéntricas. Las zapatas pueden presentarse como zapata aislada, zapata conectada y zapata combinada.

En nuestro caso utilizaremos zapatas aisladas, y zapatas combinadas ,además a continuación se muestran las características del suelo en el distrito de San Isidro:

Perfil del suelo : S1

Presión admisible del suelo ( $\sigma_{adm}$ ) = 40 ton/m<sup>2</sup>

Peso unitario del suelo ( $\gamma$ ) = 2.10 ton/m<sup>3</sup>

Ángulo de fricción ( $\phi$ ) = 35°

Profundidad de cimentación ( $D_f$ ) = 1.20 m

El diseño de la cimentación se realizará de la siguiente manera:

- Dimensionamiento de la zapata
- Diseño de zapata



## 15.2 DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

En nuestro caso dimensionaremos la zapata Z-01, correspondiente a la placa PL-02, ubicada en el eje F y los ejes 1 y 3, la columna llega a la zapata con unas dimensiones de 0.25m x 2.60 m. En el cuadro siguiente se observa el metrado de cargas que llega a la zapata:

Semisótano	P (ton)	M (ton.m)
Muerta	150	25.84
Viva	15.91	3.20
Sismo en X	0	46.43
Sismo en Y	0	10.81

Se realiza un primer tanteo de las dimensiones de la zapata con las cargas de gravedad y luego verificando por condiciones de sismo, a continuación se aprecian las formulas a utilizar:

$$Area = \frac{Pp + p}{\sigma adm}$$

Cargas de gravedad

$$\sigma = \frac{Pp + p}{B \times L} \pm \frac{6M}{B \times L^2} \leq 40 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Con condiciones de sismo

Siendo:

Pp y p : Las cargas muertas y vivas amplificadas en 1.05 debido a que el suelo es bueno.

B y L : Las dimensiones menor y mayor de la zapata respectivamente.

M : Son los momentos en la zapata. (El Msismo es dividido entre 1.25).

Por cargas de gravedad:

$$Area = \frac{(150 + 15.91) \times 1.05}{40} = 4.36 \text{ m}^2$$

Se optó por colocar inicialmente una zapata de 1.25m x 4.00m, pero no cumplió con la 2da restricción la cual es:

$$\sigma = \frac{(150 + 15.91) \times 1.05}{1.25 \times 4.00} + \frac{6(25.84 + 3.20)}{1.25 + 4^2} = 44.94 \geq 40 \text{ ton} / \text{m}^2 \quad \text{No cumple}$$

Por lo que se colocó una zapata de 1.85m x 4.0 m teniendo un área de 7.40 m<sup>2</sup>, cumpliendo con el área calculada y con la 2da restricción ( $\sigma = 33.30 < 40 \text{ ton} / \text{m}^2$ ).

Verificando por condiciones de sismo para la dirección crítica:

$$\sigma_x = \frac{(150 + 15.91) \times 1.05}{1.85 \times 4.00} + \frac{6(25.84 + 3.20 + (46.43 / 1.25))}{1.85 + 4^2} = 36.96 \leq 40 \text{ ton} / \text{m}^2$$

También se procede a evaluar la presión crítica por carga de gravedad y por sismo con la zapata de 1.85 m x 4.00 m :

Por carga de gravedad :  $\sigma_t = 29.42$                        $\sigma_u = 1.67 \times 29.42 = 49.13 \text{ ton/m}^2$

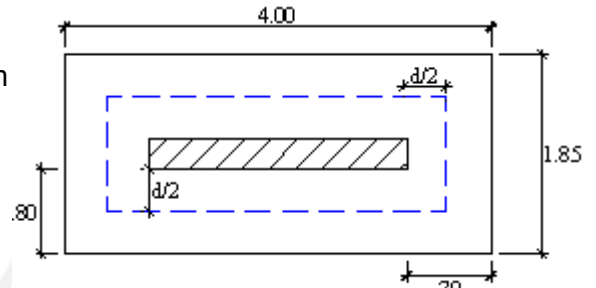
Por sismo en X                      :  $\sigma_t = 36.96$                        $\sigma_u = 1.25 \times 36.96 = 46.20 \text{ ton/m}^2$

La presión crítica sería 49.13 ton/ m<sup>2</sup>.

Peralte , y verificación por punzonamiento:

Colocando un peralte de 0.60m, siendo d =0.50m

$V_u = 49.13 \times (4 \times 1.85 - 3.10 \times 0.75) = 249.34 \text{ Ton}$



$$\phi V_c = 0.85 \times \left( 0.53 + \frac{1.1}{4/1.85} \right) \times \sqrt{210} \times 2 \times (310 + 75) \times 50 = 492606 \text{ kg} = 492.6 \text{ ton} > V_u$$

Verificación del peralte por cortante

$V_{u_x} = 49.13 \times 1.85 \times (0.70 - 0.50) = 18.18 \text{ Ton}$

$\phi V_{c_x} = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 185 \times 50 = 60387 \text{ kg}$

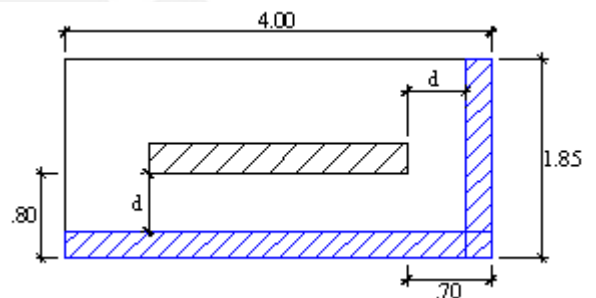
$\phi V_{c_x} = 60.39 \text{ Ton} > V_u$       Cumple

Para la otra dirección:

$V_{u_y} = 49.13 \times 4.00 \times (0.80 - 0.50) = 58.96 \text{ Ton}$

$\phi V_{c_y} = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 400 \times 50 = 130567 \text{ kg}$

$\phi V_{c_y} = 130.57 \text{ Ton} > V_u$       Cumple



**15.3 DISEÑO POR FLEXIÓN**

Siendo B = 1.85 m , L = 4.00 m y d = 0.50 m

Para X :

$$M_u = \frac{\sigma_u \times B \times X_c^2}{2} = \frac{49.13 \times 1.85 \times 0.70^2}{2} = 22.27 \text{ tonxm}$$

Entonces el área requerida es :  $A_s = 13.02 \text{ cm}^2$  , por lo tanto se colocará :

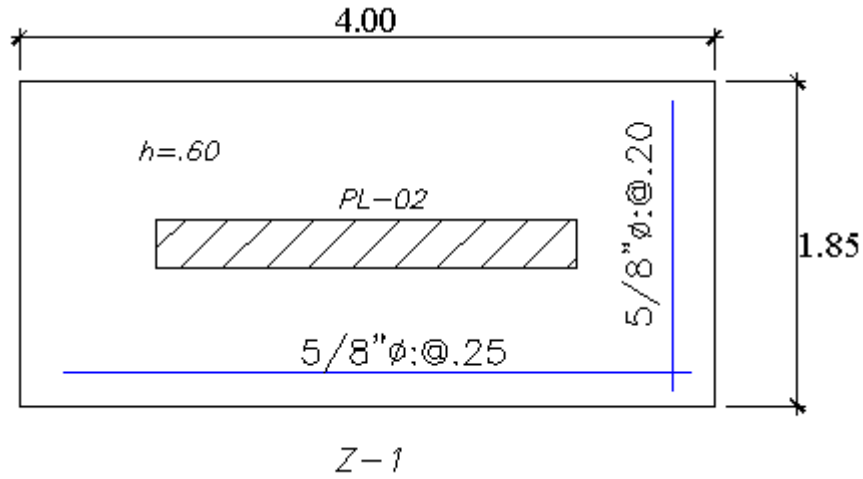
7 Ø 5/8" , lo cual es 1 Ø 5/8" @ 25 cm ,

Para Y :

$$M_u = \frac{\sigma_u \times L \times X_c^2}{2} = \frac{49.13 \times 4.00 \times 0.80^2}{2} = 62.87 \text{ tonxm}$$

Entonces el área requerida es :  $A_s = 37.16 \text{ cm}^2$  , por lo tanto se colocará :

$19\text{Ø}5/8''$  , lo cual es  $1 \text{ Ø } 5/8'' @ 20 \text{ cm}$



## CAPÍTULO 16.

### COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

- El edificio esta estructurado predominantemente por muros de corte de concreto armado y pórticos, así como por losas aligeradas y macizas que actúan como diafragmas rígidos horizontales. En la estructura los muros de corte aportan casi el total de resistencia lateral en ambos sentidos .
- La planta del edificio es simétrica respecto al eje X, pero no lo es en el eje Y , la estructura es irregular pues presenta esquinas entrantes en ambos ejes, sin embargo se llega a un control deseado debido a ubicación adecuada de las placas , pues estas controlan la rotación del edificio y disminuyen los desplazamientos relativo debido a sus grandes rigideces laterales.
- En el modelo de la estructura realizado en el ETABS no se consideraron la escalera, el cuarto de máquinas , ni el tanque elevado; se comprobó al realizar el análisis bajo cargas de gravedad que no se produjeron desplazamientos significativos debido a que la estructura posee placas importantes en ambos sentidos.
- La mayoría de vigas de la estructura son de un solo tramo y por lo general apoyadas en placas, por lo que no se pudo realizar alternancia en todas las vigas, se consideró toda la carga viva y muerta sobre los tramos, para hallar los máximos valores de momentos y cortantes.
- En el análisis y diseño de la losa aligerada bidireccional ,se comprobó que los momentos y cortantes de la losa influyen y son los que determinan el diseño de los aligerados adyacentes, se hizo la prueba de colocar el 50% de la carga viva en el paño de dos sentidos y el 100% de su carga en los paños de sus extremos , dando como resultado momentos y cortantes similares en los extremos de los paños cargados al 100% y cuando se considera solo el paño de dos sentidos solo.

## BIBLIOGRAFIA

1. Ing. Antonio Blanco Blasco, **Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado**, Colegio de Ingenieros del Perú , 1994.
2. **Reglamento Nacional de Edificaciones - 2006** .
3. Ing. Gianfranco Ottazzi Pasino , **Apuntes del curso Concreto Armado 1** ,Departamento de Ingeniería, Sección Ingeniería Civil , 2005.
4. Ing. Roberto Morales Morales ,**Diseño en Concreto Armado** , Fondo Editorial ICG,2006.
5. Ing. Ángel San Bartolomé Ramos, **Análisis de Edificios**, Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú ,1998 .
6. Apuntes de clases de los cursos : Análisis Estructural, Concreto armado 1, 2.

