

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



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

**DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN**  
**EDIFICIO CON SEIS PISOS, UBICADO EN JESÚS MARÍA - LIMA**

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

bachiller:

**ALFREDO RAÍ DEL PINO DUYSOVICH**

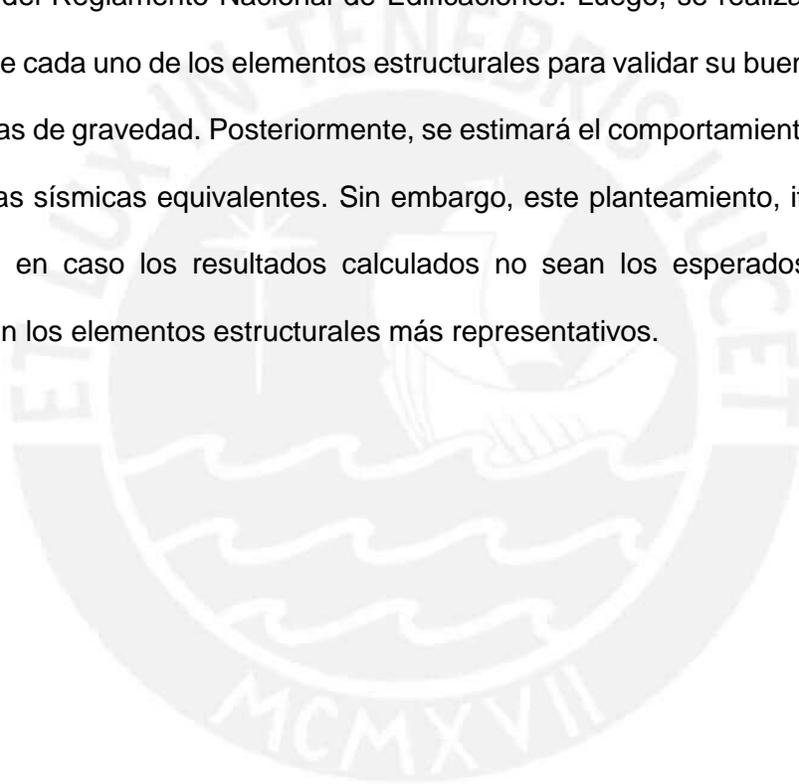
**Asesor: Silva Berríos, Wilson Edgar**

**Lima, octubre del 2016**



## Resumen

El proyecto comprende el análisis y diseño estructural de un proyecto de viviendas multifamiliar, a partir de una arquitectura propuesta de un edificio de 6 niveles, compuesto por 24 departamentos, cuatro por piso. Para el desarrollo del diseño estructural, se inició con una estructuración, la cual se basó en la concepción estructural sismorresistente de la Norma E.030. Asimismo, se pre-dimensionará los elementos estructurales basándonos en los criterios técnicos establecidos en la bibliografía y en las Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones. Luego, se realizará el metrado de cargas de cada uno de los elementos estructurales para validar su buen comportamiento por cargas de gravedad. Posteriormente, se estimará el comportamiento del edificio ante las cargas sísmicas equivalentes. Sin embargo, este planteamiento, iterativamente, irá variando en caso los resultados calculados no sean los esperados. Por último, se diseñarán los elementos estructurales más representativos.



En esta página va el tema de tesis





***Dedicatoria:***

*A mis padres, Alfredo y Rosa, y mis hermanos Roberto, Jorge, Carla y Denisse por su incondicional apoyo y motivación.*

*A mis amigos Victor, Diana, Alessandra, Natalia y Gabriela por su amistad, confianza y apoyo*

*A mi asesor y amigo Wilson Silva, por su motivación, confianza, paciencia, experiencia y su valioso tiempo*

## ÍNDICE

### Capítulo 1: Generalidades

1.1 Objetivos.....	1
1.2 Justificación.....	1
1.3 Metodología .....	1
1.4 Arquitectura del proyecto.....	2
1.5 Reglamentos utilizados.....	4
1.6 Cargas de diseño.....	4
1.7 Metodología del diseño .....	4
1.8 Composición geométrica del edificio.....	5
1.9 Materiales seleccionados.....	5

### Capítulo 2: Estructuración del edificio y predimensionamiento de los elementos estructurales

2.1 Generalidades.....	6
2.2 Estructuración.....	6
2.3 Predimensionamiento de los elementos estructurales	
2.3.1 Losas Aligeradas.....	7
2.3.2 Losas Macizas.....	7
2.3.3 Vigas	
2.3.3.1 Vigas peraltadas.....	8
2.3.3.2 Vigas chatas.....	9
2.3.4 Columnas.....	9
2.3.5 Placas.....	10

### Capítulo 3: Metrado de cargas

3.1 Losas Aligeradas.....	11
3.2 Losas Macizas.....	12
3.3 Vigas	
3.3.1 Vigas Peraltadas.....	12

3.3.2 Vigas Chatas.....	13
3.4 Columnas.....	14
3.5 Placas.....	15
3.6 Escaleras.....	15
<b>Capítulo 4: Análisis de cargas de gravedad</b>	
4.1 Análisis de losas	
4.1.1 Losa aligerada.....	17
4.1.2 Losa maciza.....	18
4.2 Análisis del edificio.....	20
4.3 Resultados del análisis de cargas de gravedad.....	25
<b>Capítulo 5: Análisis sísmico</b>	
5.1 Generalidades	
5.1.1 Factor de zona (z).....	28
5.1.2 Factor de sitio (s).....	28
5.1.3 Factor de amplificación sísmica (c).....	29
5.1.4 Factor de uso (u).....	29
5.2 Sistemas Estructurales y Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica (Ro).....	30
5.3 Factores de irregularidad.....	30
5.4 Análisis dinámico	
5.4.1 Criterio de combinación.....	31
5.5 Separación entre edificios.....	31
5.6 Análisis de resultados	
5.6.1 Peso del edificio.....	32
5.6.2 Modos de vibración.....	33
5.6.3 Factores de Irregularidad	
5.6.3.1 Irregularidad estructural en altura.....	34
5.6.3.2 Irregularidad estructural en planta.....	36
5.6.4 Análisis estático	

5.6.4.1	Fuerzas horizontales por nivel.....	36
5.6.4.2	Resultados del análisis estático.....	37
5.6.5	Análisis dinámico	
5.6.5.1	Resultados del análisis dinámico.....	37
5.6.6	Resultados de fuerzas internas.....	39
<b>Capítulo 6: Diseño de elementos de concreto armado</b>		
6.1	Conceptos básicos	
6.1.1	Diseño por flexión.....	41
6.1.2	Diseño por cortante.....	42
6.1.3	Anclajes.....	42
6.1.4	Empalmes	
6.1.4.1	Empalmes en vigas y losas.....	44
6.1.4.2	Empalmes en columnas.....	47
6.2	Diseño de losa aligerada	
6.2.1	Control de fisuración .....	48
6.2.2	Ejemplo de diseño de losa aligerada.....	48
6.3	Diseño de losa maciza	
6.3.1	Ejemplo de diseño de losa maciza.....	49
6.4	Diseño de vigas	
6.4.1	Diseño por flexión.....	51
6.4.2	Diseño por cortante .....	51
6.4.3	Control de fisuración.....	53
6.4.4	Ejemplo de diseño de viga chata.....	53
6.4.5	Ejemplo de diseño de viga peraltada.....	55
6.5	Diseño de columnas	
6.5.1	Diseño por flexocompresión uniaxial.....	58
6.5.2	Diseño por flexocompresión biaxial.....	59
6.5.3	Diseño por cortante.....	60

6.5.4 Ejemplo de diseño de columna.....	61
6.6 Diseño de placas	
6.6.1 Diseño por flexocompresión.....	65
6.6.2 Diseño por cortante.....	66
6.6.3 Ejemplo de diseño de una placa.....	67
6.7 Diseño de cimentaciones	
6.7.1 Diseño de una zapata aislada.....	71
6.7.2 Diseño de una zapata combinada.....	75
6.7.3 Ejemplo de diseño de una zapata aislada.....	76
6.7.4 Ejemplo de diseño de una zapata combinada.....	79
6.8 Diseño de otros elementos estructurales	
6.8.1 Diseño de cisterna y cuarto de bombas.....	85
6.8.2 Diseño de escalera.....	91
<b>Conclusiones.....</b>	<b>93</b>
<b>Referencias Bibliográficas.....</b>	<b>94</b>

## 1. GENERALIDADES

### 1.1 Objetivos

#### 1.1.1 Objetivo general

Desarrollar el diseño estructural de un edificio de seis pisos, ubicado en el distrito de Jesús María, sobre un terreno de grava densa, de capacidad portante 4kg/cm<sup>2</sup>.

#### 1.1.2 Objetivos específicos

- ✓ Simplificar la estructuración del edificio, de tal forma que se facilite el análisis de cargas de gravedad y el análisis sísmico.
- ✓ Cumplir con los lineamientos y recomendaciones de las Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones.
- ✓ Diseñar elementos estructurales que funcionen adecuadamente ante las solicitaciones y de cómodo proceso constructivo.

### 1.2. Justificación

La costa occidental de América del Sur es una zona de alto peligro sísmico, ya que se encuentra ubicada entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana. Por lo tanto, los países que conforman esta zona deben de tomar las precauciones necesarias para un buen desempeño de sus edificaciones. Sin embargo, no solo se debe pensar en la seguridad para el diseño de un edificio sino también en el costo que este generaría. Esta tesis plantea un diseño que cumple con ambos objetivos. Asimismo, tiene como propósito ser un manual con pautas claras que faciliten el diseño en concreto armado de futuras edificaciones de esta naturaleza.

### 1.3 Metodología

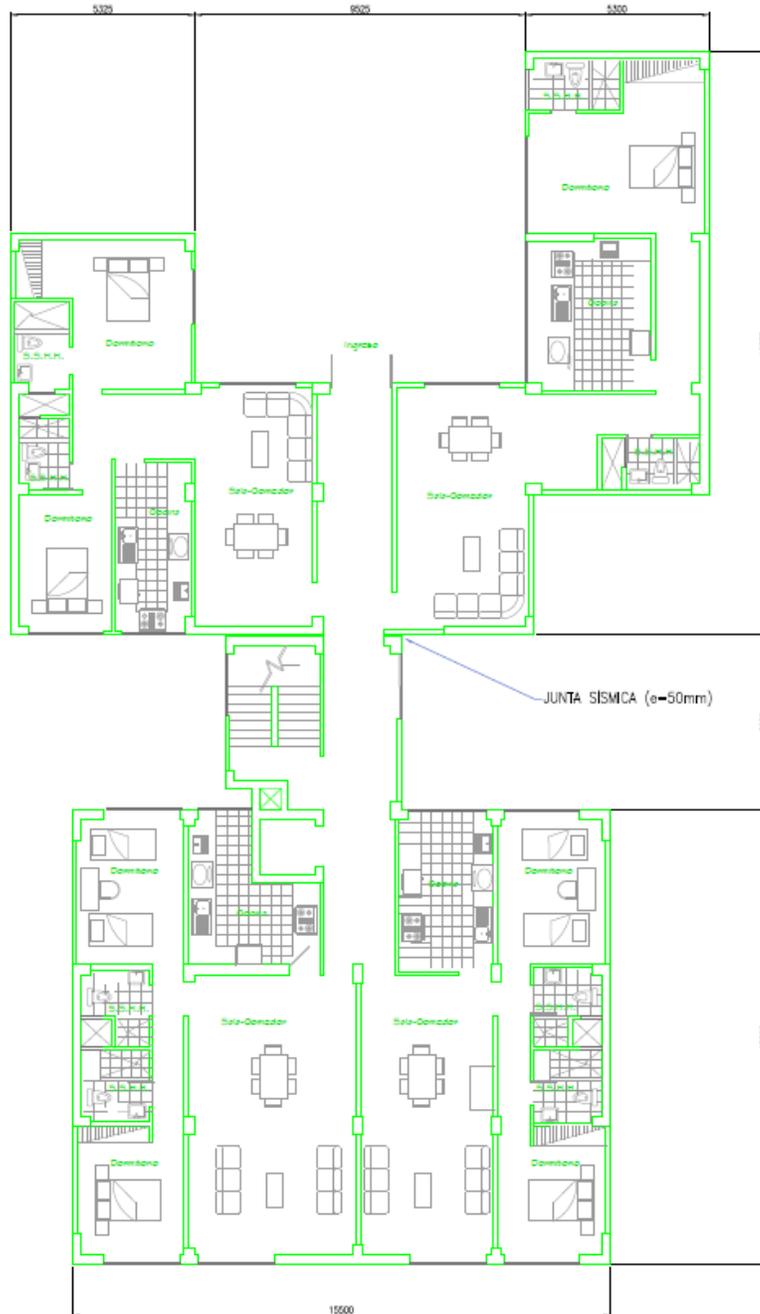
El desarrollo de la tesis se divide en los siguientes pasos:

- 1) Estructuración y predimensionamiento: Se definió la distribución de los elementos estructurales de forma preliminar. Además, en base a cálculos simples y métodos experimentales descritos en la bibliografía, se precisó la dimensión de los elementos estructurales.
- 2) Metrado de cargas: En estos pasos se calculó las cargas de los elementos estructurales.
- 3) Análisis de cargas de gravedad: Se analizó el funcionamiento del edificio frente a cargas verticales.
- 4) Análisis sísmico: se realizó un análisis estático y dinámico del edificio. Se verificó los desplazamientos máximos y se definió el sistema estructural a emplearse.

5) Diseño en concreto armado: Se calculó el acero de refuerzo mediante el método por resistencia.

#### 1.4 Arquitectura del proyecto

La arquitectura del edificio consta de 6 pisos, el cual contiene 4 departamentos por piso. Para simplificar el análisis estructural se decidió dividir el edificio en 2 bloques.



**Figura 1.1 Planta arquitectura primer piso**



**Figura 1.2 Planta arquitectura piso típico**

## 1.5 Reglamentos Utilizados

Los cálculos para el diseño y análisis estructural del edificio se realizarán a partir de las siguientes normas:

- Norma E.020 Cargas
- Norma E.030 Diseño Sismo Resistente
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones
- Norma E.060 Concreto Armado
- Norma E.070 Albañilería

## 1.6 Cargas de Diseño

- **Cargas Estáticas**

Son las cargas que se aplican lentamente sobre la estructura. Estas cargas no generan vibraciones importantes, a su vez son:

Cargas Muertas. - cargas gravitacionales que actúan durante el tiempo de vida de la estructura. Por ejemplo, peso propio de la estructura y peso de los elementos añadidos a la estructura

Carga Viva. - cargas gravitacionales de carácter móvil. Por ejemplo, el peso de los ocupantes, muebles, agua, nieve, etc.

- **Cargas Dinámicas**

Son las cargas cuya magnitud, dirección, y sentido varían rápidamente con el tiempo. Las que tienen mayor importancia en este tipo de edificaciones, se muestran a continuación:

Cargas de Sismo. - cargas producidas por la presencia de un sismo sobre la estructura

Cargas de Presión de Suelos. - cargas que se generan por el efecto del peso y el empuje lateral del terreno.

## 1.7 Metodología de diseño

La metodología de diseño se basó en lo establecido en la Norma E.060, la cual emplea el Diseño por Resistencia. El método se centra en los estados límites últimos. Por ello, en cada uno de los elementos estructurales se debe cumplir que la resistencia de diseño ( $\phi R_n$ ) debe ser mayor o igual a la resistencia requerida ( $R_u$ ).

La Norma E 060 define las siguientes resistencias requeridas ( $R_u$ ) para distintos tipos de carga:

- Cargas muertas y vivas  
 $U=1.4CM+1.7CV$
- Cargas de sismo  
 $U= 1.25 (CM+CV) \pm CS$   
 $U= 0.9CM\pm CS$
- Cargas de empuje lateral de los suelos  
 $U= 1.4CM+1.7CV +1.7CE$   
 $U= 0.9CM + 1.7CE$
- Cargas de presión de líquidos  
 $U= 1.4CM+1.7CV +1.7CL$

### 1.8 Composición geométrica del edificio

Se intentará plantear una edificación la cual considera las limitaciones que genera la arquitectura, además evita cambios bruscos en su configuración en planta, irregularidades verticales y excentricidades importantes que generen torsión. Por ello, se debe plantear un edificio con una planta regular, una correcta distribución de elementos rígidos y una adecuada composición volumétrica vertical. De esta forma, se prevé que el comportamiento del edificio ante cargas sísmicas será óptimo a lo largo de su tiempo de vida.

### 1.9 Materiales seleccionados

Concreto:

- Resistencia nominal a compresión:  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad:  $E=217000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson:  $\nu=0.15$

Acero:

- Corrugado, grado 60, esfuerzo de fluencia:  $f_y= 4200\text{kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad:  $E_s=2000000 \text{ kg/cm}^2$

## 2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

### 2.1 Generalidades

La estructuración consiste en determinar la ubicación de todos los elementos estructurales. Por ejemplo, las columnas, placas, losas aligeradas, etc. La colocación de cada uno de los elementos debe contribuir a un buen funcionamiento del edificio ante sollicitaciones laterales y verticales.

Se debe tomar en cuenta los siguientes criterios de estructuración para lograr una estructura sismo resistente:

- Simplicidad y Simetría
- Resistencia y Ductilidad
- Hiperestaticidad y Monolitismo
- Uniformidad y Continuidad de la estructura
- Rigidez Lateral
- Detalle de elementos no estructurales
- Deformación lateral limitada
- Consideración de las condiciones locales

### 2.2 Estructuración

El planteamiento estructural se realizó de la siguiente forma:

- El edificio está separado en dos bloques por una junta sísmica (ver figura 1.2).
- Las losas aligeradas están armadas en una dirección y tienen un espesor de  $h=20$  cm.
- Las losas macizas tienen un espesor de 20 cm. Estas se utilizaron en las zonas aladañas al ascensor y escaleras.
- Se planteó pórticos en ambos sentidos.
- El planteamiento estructural pretenderá ubicar el centro de rigidez lo más cercano posible al centro de gravedad, para evitar efectos de torsión

### 2.3 Predimensionamiento de los elementos estructurales

El predimensionamiento consiste en proponer dimensiones aproximadas de cada uno de las secciones de los elementos estructurales. Para ello, nos basamos en la Norma

E060 y criterios empíricos de ingenieros especialistas. Además, con el análisis de cargas de gravedad que se realizará posteriormente se verificara si las dimensiones propuestas son adecuadas. Caso contrario, se tendrán que modificar.

### 2.3.1 Losas aligeradas

Para el dimensionamiento de los espesores se consideró los criterios mostrados en la tabla 2.1 de la referencia [5]:

**Tabla 2.1 Peralte de losas aligeradas**

h(m)	Peso propio(kg/m <sup>2</sup> )	Luces máximas recomendadas(m)
0.17	280	$l_n \leq 4$
0.20	300	$4 \leq l_n \leq 5.5$
0.25	350	$5 \leq l_n \leq 6.5$
0.30	420	$6 \leq l_n \leq 7.5$

En las losas aligeradas, se decidió utilizar un peralte de 20cm para uniformizar los diafragmas. Además, se comprobó las deflexiones máximas con la siguiente formula:

$$h \geq l_n/25$$

Donde:

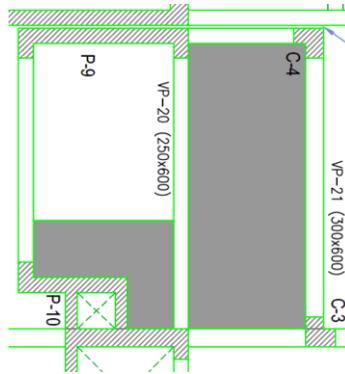
h: Espesor de la losa

$l_n$ : Luz libre

### 2.3.2 Losas macizas

Similarmente a las losas aligeradas, se determinó el espesor de las losas macizas según lo propuesto por la referencia [5].

$$h = \text{Perímetro}/180 = 1690/180 = 9.38\text{cm}$$



**Figura 2.1 Vista en planta de la losa maciza**

Como se puede observar en la figura, bastaría un espesor de 10 cm. Sin embargo, se decidió utilizar una losa maciza de 20cm de espesor debido a que esta zona presenta el núcleo de escaleras y ascensores. Además, de esta forma se controla el comportamiento de diafragma rígido para cada piso. Asimismo, se uniformiza con el peralte de la losa aligerada.

### 2.3.3 Vigas

Para el predimensionamiento de las vigas se tendrá en cuenta la relación  $L/12$  para vigas simplemente apoyadas y la relación  $L/14$  para vigas continuas. De esta manera se evitan deflexiones excesivas. Además, se utilizará un ancho mínimo de 25 cm para vigas que pertenezcan a pórticos o elementos sísmos resistentes.

Se considerará las dimensiones planteadas en la tabla 2.2 de la referencia [5].

**Tabla 2.2 Dimensiones usuales de vigas**

Luz(m)	Dimensión(cm)
≤5.5	25x50, 30x50
≤6.5	25x60,30x60,40x60
≤7.5	25x70,30x70, 40x70, 50x70
≤8.5	30x75, 40x75, 30x80, 40x80
≤9.5	30x85,30x90,40x85,40x90

#### 2.3.3.1 Vigas peraltadas

La elección de las dimensiones se basó en lo planteado anteriormente. Se decidió utilizar dimensiones de 25x60 en la mayoría de vigas pertenecientes a pórticos. Sin embargo,

en algunos casos se plantearon dimensiones de 30x60 debido a la magnitud de la luz libre (superiores a 5.5m).

### 2.3.3.2 Vigas chatas

Se utilizó vigas chatas donde se presentan tabiques de importancia. Se utilizaron dimensiones de 25x20, 60x20 y 70x20. El espesor se basó en la carga que soportan.

### 2.3.4 Columnas

Para el predimensionamiento de las columnas se utilizará la expresión expuesta en la referencia [5]:

- Para columna interior (predomina la carga axial):

$$\text{Área columna} = P_{\text{servicio}} / 0.45f'c$$

- Para columna exterior o esquinera (donde la carga axial es menor y el momento toma importancia):

$$\text{Área columna} = P_{\text{servicio}} / 0.35f'c$$

Donde:

$P_{\text{servicio}}$ : Carga axial de servicio asumida en el caso más crítico para una columna interior o esquinera.

Nota: El valor  $0.45f'c$  representa el orden del esfuerzo de compresión que genera la carga axial de servicio. Sin embargo, en el caso de columnas esquineras, donde el área tributaria es reducida, se espera que se produzca un esfuerzo de compresión menor. Por lo tanto, experimentalmente se determinó un valor de  $0.35f'c$  para las columnas exteriores.

Se analizarán los casos más críticos que se presentan en los bloques. Para ello se consideró una carga de servicio de 1tn/m<sup>2</sup>.

**Tabla 2.3 Cálculos para el predimensionamiento de columna interior**

Piso	Área tributaria(m <sup>2</sup> )	Peso (tn/m <sup>2</sup> )	Peso(tn)
1	19	1	19
2	19	1	19
3	19	1	19
4	19	1	19
5	19	1	19
6	19	1	19
			114

Área columna(cm <sup>2</sup> )
1206

Dimensiones(cm)	
b	30
h	50

**Tabla 2.4 Cálculos para el predimensionamiento de columna exterior**

Piso	Área tributaria(m <sup>2</sup> )	Peso(tn/m <sup>2</sup> )	Peso(tn)
1	18	1	18
2	18	1	18
3	18	1	18
4	18	1	18
5	18	1	18
6	18	1	18
			108

Área columna(cm <sup>2</sup> )
1469

Dimensiones(cm)	
b	30
h	50

Posteriormente, se verificará, cuando se realice el análisis estructural, si lo asumido es correcto o se deberá cambiar la sección.

### 2.3.5 Placas

Para predimensionar los muros de corte se consideró los siguientes criterios:

- La norma E.060 indica un espesor mínimo de 15cm.
- Por facilidad constructiva se ha decidido emplear un espesor mínimo de 20 cm
- Se tendrá en cuenta la densidad de muros y la altura del edificio.

Experimentalmente, en edificios duales de hasta 8 pisos un espesor de 20cm ha funcionado correctamente. Por lo tanto, se decidió utilizar este espesor.

### 3. METRADO DE CARGAS

El metrado de cargas consiste en determinar las cargas verticales que actúan sobre la estructura. Se considera como carga muerta al peso propio de los elementos, piso terminado, acabados y tabiques. Como carga viva, se considera a las personas, equipos y los muebles colocados en la edificación.

Los valores de los pesos unitarios mostrados a continuación han sido tomados de la Norma E020 de Cargas:

**Tabla 3.1 Valores típicos para carga muerta**

Descripción	Peso(kg/m <sup>2</sup> )
Aligerados (h=17)	280
Aligerados (h=20)	300
Aligerados (h=25)	350
Piso Terminado	100
Loza maciza (h=15cm)	360
Loza maciza (h=20cm)	480

**Tabla 3.2 Valores típicos para carga viva**

Descripción	Peso(kg/m <sup>2</sup> )
Vivienda	200
Escaleras	300
Azoteas	100

#### 3.1 Losa aligerada

Para el metrado de la losa aligerada se utilizará una franja tributaria de 0.4m de ancho. Las cargas se expresarán en ton y ton/ml de vigueta.

Se presentará como ejemplo el metrado de una vigueta típica.



**Figura 3.1 Vigueta típica**

**Tabla 3.3 Metrado vigueta típica**

Aligerado	0.3x0.4	0.12	tn/ml
Piso terminado	0.1x0.4	0.04	tn/ml
s/c	0.2x0.4	0.08	tn/ml
Wm	0.12+0.04	0.16	tn/ml
Wv	0.08	0.08	tn/ml
Wu	0.16x1.4+0.08x1.7	0.36	tn/ml

### 3.2 Losa maciza

Para el metrado de la losa maciza se utilizará una franja tributaria de 1m de ancho. Las cargas distribuidas se expresarán en ton/ml de losa.

Se presentará como ejemplo el siguiente metrado.

**Tabla 3.4 Metrado losa maciza**

Peso propio	0.2x1x2.4	0.48	tn/ml
Piso terminado	0.1x1	0.1	tn/ml
s/c	0.2x1	0.2	tn/ml
Wm	0.48+0.1	0.58	tn/ml
Wv	0.2	0.2	tn/ml
Wu	0.58x1.4+0.2x1.7	1.152	tn/ml

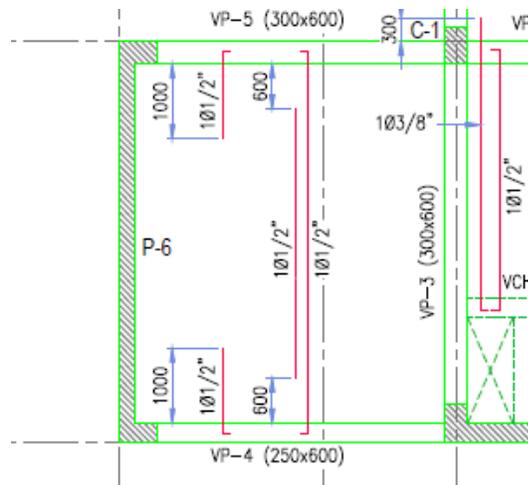
### 3.3 Vigas

Para el metrado de vigas se considerarán los siguientes elementos: losas aligeradas, losas macizas, vigas chatas, tabiques, parapetos y vigas peraltadas.

#### 3.3.1 Vigas peraltadas

Para el metrado de vigas peraltadas se utilizará el método de zonas de influencia, en el cual solo se considerarán las cargas aplicadas en la mitad de la losa adyacente a la viga. En el caso de que el aligerado esté en dirección paralela a la viga se considerara un ancho tributario igual a  $4t$  ( $t$  = espesor de la losa).

Como ejemplo se metrará la viga portante 4:



**Figura 3.2 Viga portante 4**

VIGA	b	0.25	m
	h	0.6	m

**Tramo 1**

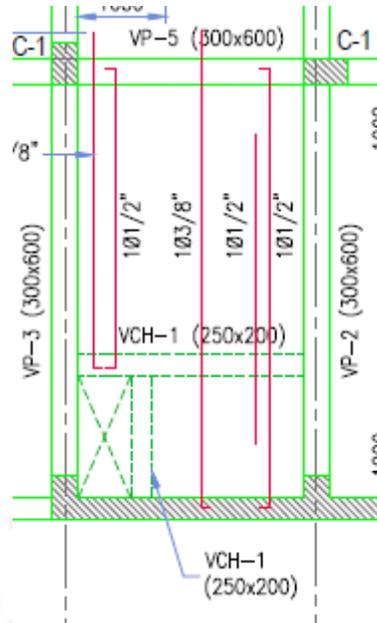
Aligerado	0.3x (4.775/2)	0.72	tn/m
Piso Terminado	0.1x (5.05/2)	0.25	tn/m
Peso Propio	0.25x0.6x2.4	0.36	tn/m
s/c	0.2x (5.05/2)	0.51	tn/m

Wm	1.33	tn/m
Wv	0.51	tn/m
Wu	2.72	tn/m

**3.3.2 Vigas chatas**

Las vigas chatas soportan las cargas de su peso propio y los tabiques de albañilería. De esta forma, se controla la deflexión que generan estos muros.

Como ejemplo se metrá la viga chata VCH-01



**Figura 3.3 Viga chata VCH-1**

VIGA	b	0.25	m
	h	0.2	m

**Tramo 1**

Peso propio	0.25x0.4x2.4	0.24	tn/m
Tabique	2.4*0.1*1.8	0.43	tn

Wm	0.67	tn/m
Wu	0.94	tn/m

**3.4 Columnas**

Para el metrado de columnas se considerará las losas, tabiques, piso terminado, el volumen de vigas que están dentro del área tributaria, el peso propio de la columna y la sobrecarga. En este caso, no se considerará reducción de carga viva, de forma conservadora.

Como ejemplo se metrara la columna ubicada entre los ejes 3-4 y el eje I del plano E-01.

Dimensiones	b	h
	0.3	0.5

CM											
Piso	Área. Alig h=0.20m	Área.Trib	Peso.Alig h=0.20m	Piso term.	Peso vigas	Peso tabiques	Peso Propio	S/C	PM	PV	PU
6	13.02	14.72	3.91	1.47	2.30	2.01	0.94	1.47	10.63	1.47	17.38
5	13.02	14.72	3.91	1.47	2.30	2.01	0.94	2.94	10.63	2.94	19.88
4	13.02	14.72	3.91	1.47	2.30	2.01	0.94	2.94	10.63	2.94	19.88
3	13.02	14.72	3.91	1.47	2.30	2.01	0.94	2.94	10.63	2.94	19.88
2	13.02	14.72	3.91	1.47	2.30	2.01	0.94	2.94	10.63	2.94	19.88
1	13.02	14.72	3.91	1.47	2.30	2.01	0.94	2.94	10.63	2.94	19.88
<b>Total</b>									63.78	16.17	116.78

### 3.5 Placas

Para este elemento estructural se tendrán las mismas consideraciones hechas para columnas. Como ejemplo se metrara la Placa 5 ubicada en el eje B del plano E-01.

PLACA 5		L(m)	B(m)
	Dimensiones	2	0.25

CM											
Piso	Área. Alig h=0.20m	Área.Trib	Peso.Alig h=0.20m	Piso term.	Peso vigas	Peso tabiques	Peso Propio	S/C	PM	PV	PU
6	10.98	12.18	3.29	1.22	1.83	0.00	1.2	1.22	7.54	1.22	12.63
5	10.98	12.18	3.29	1.22	1.83	0.00	1.2	2.44	7.54	2.44	14.70
4	10.98	12.18	3.29	1.22	1.83	0.00	1.2	2.44	7.54	2.44	14.70
3	10.98	12.18	3.29	1.22	1.83	0.00	1.2	2.44	7.54	2.44	14.70
2	10.98	12.18	3.29	1.22	1.83	0.00	1.2	2.44	7.54	2.44	14.70
1	10.98	12.18	3.29	1.22	1.83	0.00	1.2	2.44	7.54	2.44	14.70
<b>Total</b>									45.24	13.42	86.13

### 3.6 Escaleras

Se dividió el metrado de la escalera en dos partes. La primera parte corresponde a la parte inclinada. Para ello se deberá hacer una conversión de las cargas a una equivalente por unidad de área en planta, con la siguiente formula:

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

Donde:

$\gamma$ : Peso volumetrico del concreto armado

$C_p$ : Contrapaso

$P$ : Paso

$t$ : Espesor de la gargantata

El metrado de la escalera se realizará considerando el ancho de la escalera 1.20m.

**Datos**

Cp	0.16	m
p	0.25	m
t	0.14	m
$\gamma$	2.4	tn/m <sup>3</sup>
Ancho	1.2	m

**Tramo inclinado**

Peso propio	0.591	tn/m <sup>2</sup>
Piso Terminado	0.1	tn/m <sup>2</sup>
S/C	0.2	tn/m <sup>2</sup>

Wm	$1.2 \times (0.591 + 0.1)$	0.83	tn/m
Wv	$1.2 \times 0.2$	0.24	tn/m
Wu	$1.4 \times 0.829 + 1.7 \times 0.24$	1.50	tn/m

**Descansos**

Peso propio	$0.2 \times 2.4$	0.48	tn/m <sup>2</sup>
Piso Terminado	0.1	0.1	tn/m <sup>2</sup>
S/C	0.2	0.2	tn/m <sup>2</sup>

Wm	$1.2 \times (0.48 + 0.1)$	0.70	tn/m
Wv	$1.2 \times 0.2$	0.24	tn/m
Wu	$1.4 \times 0.696 + 1.7 \times 0.24$	1.38	tn/m

## 4. ANÁLISIS DE CARGAS DE GRAVEDAD

El análisis de los elementos estructurales se realizó en los programas SAP 2000 y ETABS 2013.

Se utilizaron los siguientes patrones de carga:

DEAD: Carga muerta

LIVE: Carga viva

Como combinaciones de carga solo se utilizó la correspondiente a cargas de gravedad debido a la nula influencia del sismo.

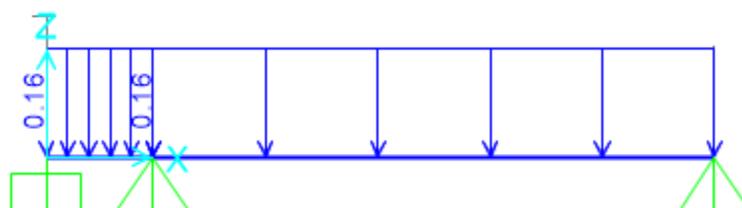
CARGA ULTIMA:  $1.4DEAD + 1.7LIVE$

### 4.1 Análisis de losas

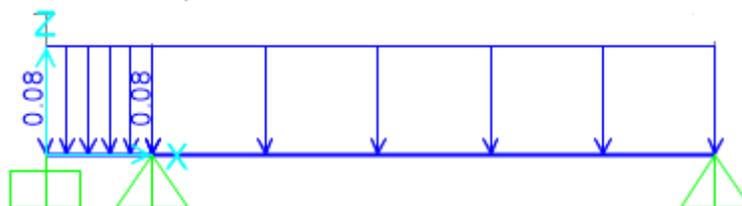
#### 4.1.1 Losa aligerada

Las viguetas se modelaron en el programa SAP 2000. Fueron modeladas como elementos continuos apoyados en el caso de vigas y empotrados en el caso de placas.

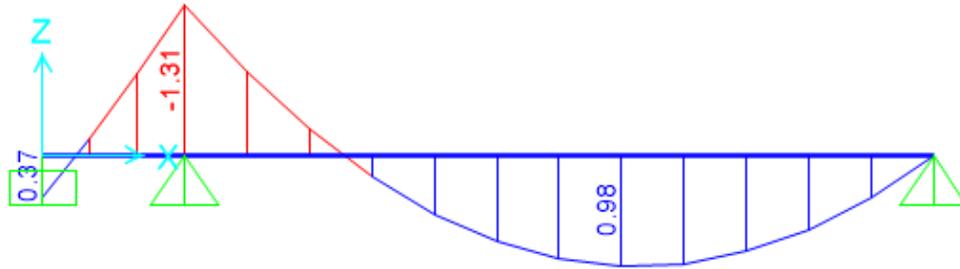
A continuación, se mostrará el análisis del aligerado ubicado entre los ejes D y E y los ejes 1 y 2 del plano E-04:



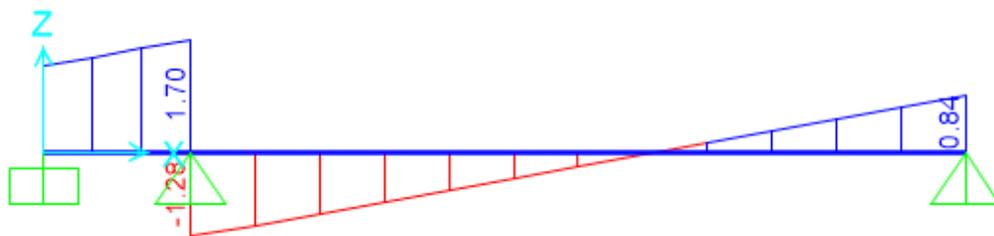
**Figura 4.1 Carga muerta (tn/m<sup>2</sup>)**



**Figura 4.2 Carga viva (tn/m<sup>2</sup>)**



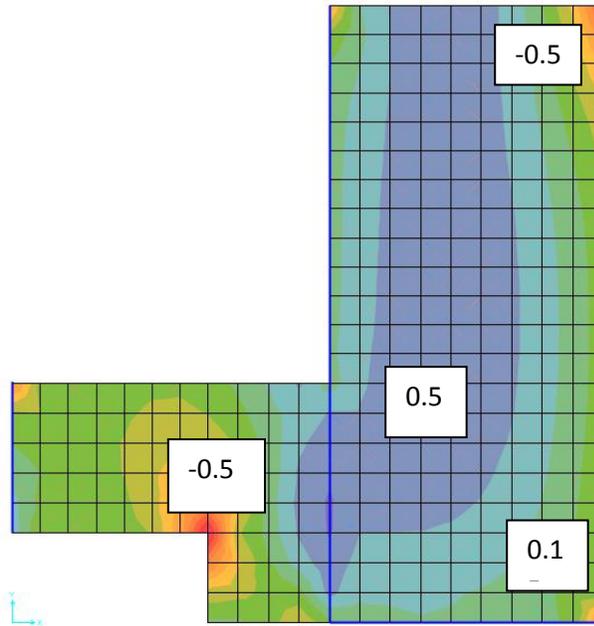
**Figura 4.3 Diagrama de momento flector para carga última (tn-m)**



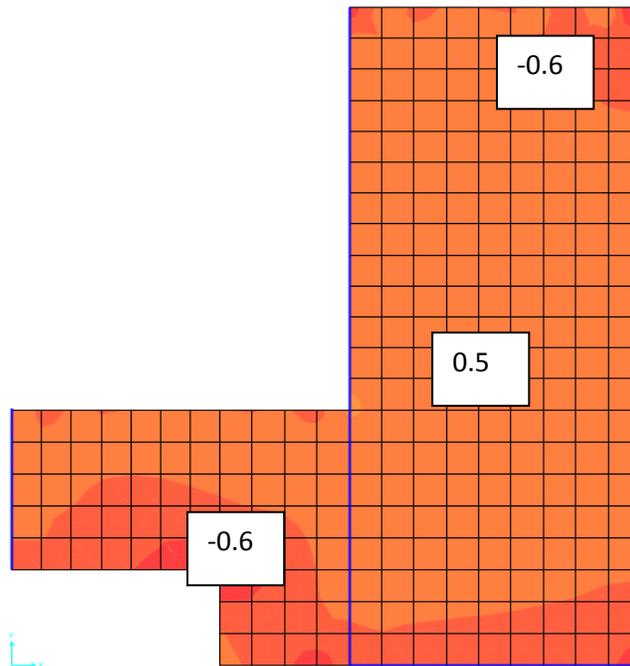
**Figura 4.4 Diagrama de fuerza cortante para carga última (tn)**

#### 4.1.2 Losa maciza

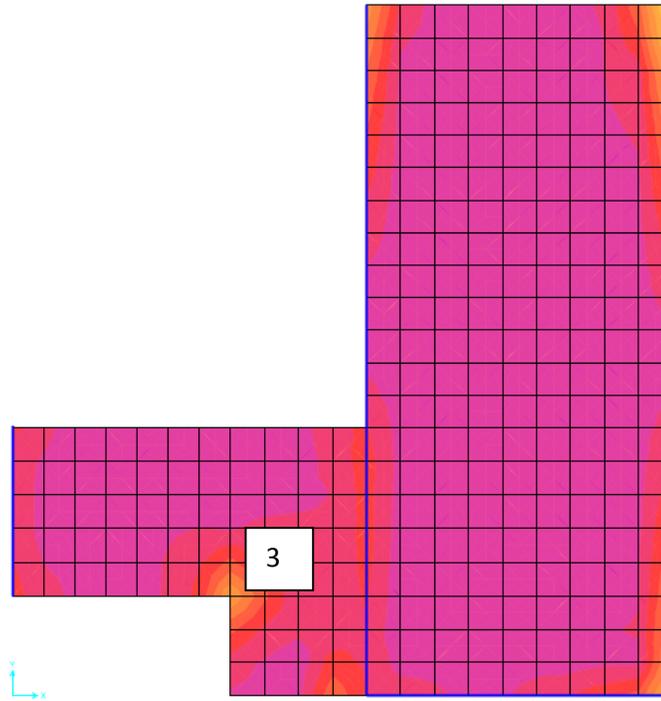
Las losas macizas se modelaron en el programa SAP 2000. Se consideró los mismos patrones de cargas y combinaciones utilizadas en el análisis de losa aligerada. A continuación, se mostrará en las figuras 6.6, 6.7 y 6.8 los máximos valores de momento flector y fuerza cortante respectivamente, calculados mediante un análisis de elementos finitos.



**Figura 6.6** Momento flector en la dirección x-x(tn.m)



**Figura 6.7** Momento flector en la dirección y-y(tn.m)



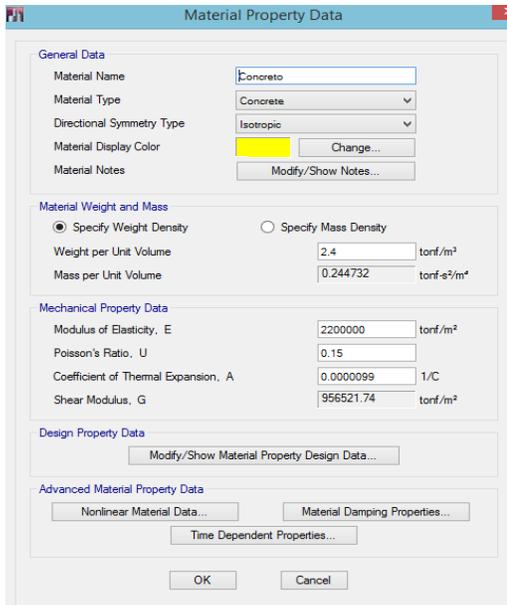
**Figura 6.8 Valores máximos de fuerza cortante(tn)**

A partir de los resultados obtenidos en este análisis se calculará el acero de refuerzo en el capítulo 6.

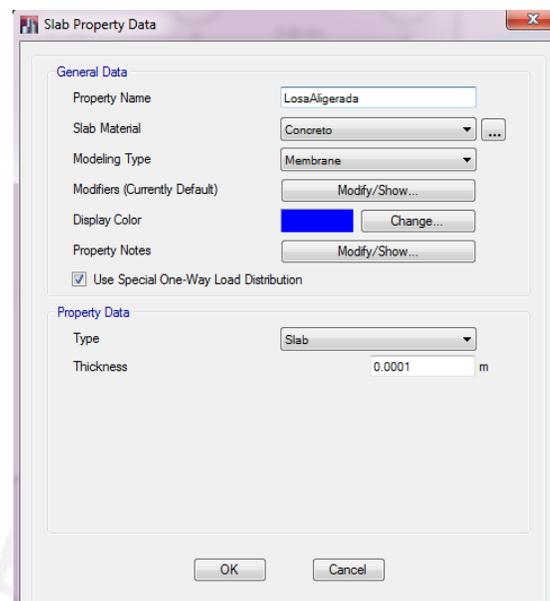
#### **4.2 Análisis del edificio**

Para realizar el modelo del edificio se utilizó el programa ETABS 2013. El edificio se separó en dos bloques. Cada uno de ellos se modelará por separado. A continuación, se detallarán algunos datos que se tomaron para el modelaje.

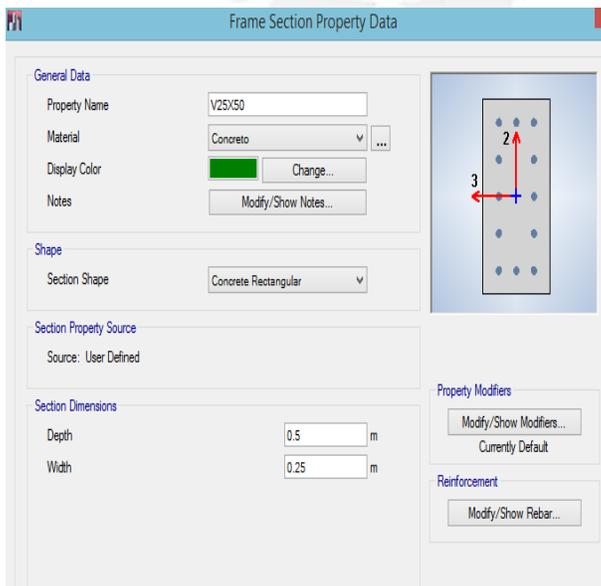
- Las unidades empleadas para el modelo son toneladas y metros.
- Se consideró una sobrecarga de 0.2tn/m en los 5 primeros pisos y 0.1 tn/m en la azotea.
- La altura de los niveles a ejes es 2.6m
- Se detallan a continuación los materiales y algunas secciones definidas en el programa:



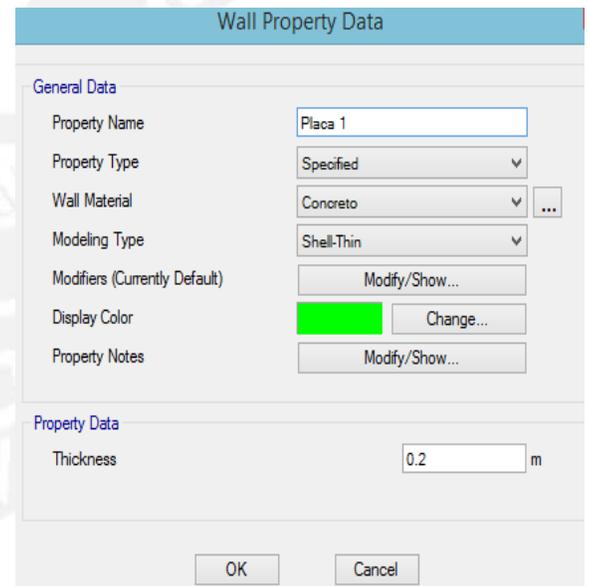
**Figura 4.5 Propiedades del material**



**Figura 4.6 Definición de losa aligerada**

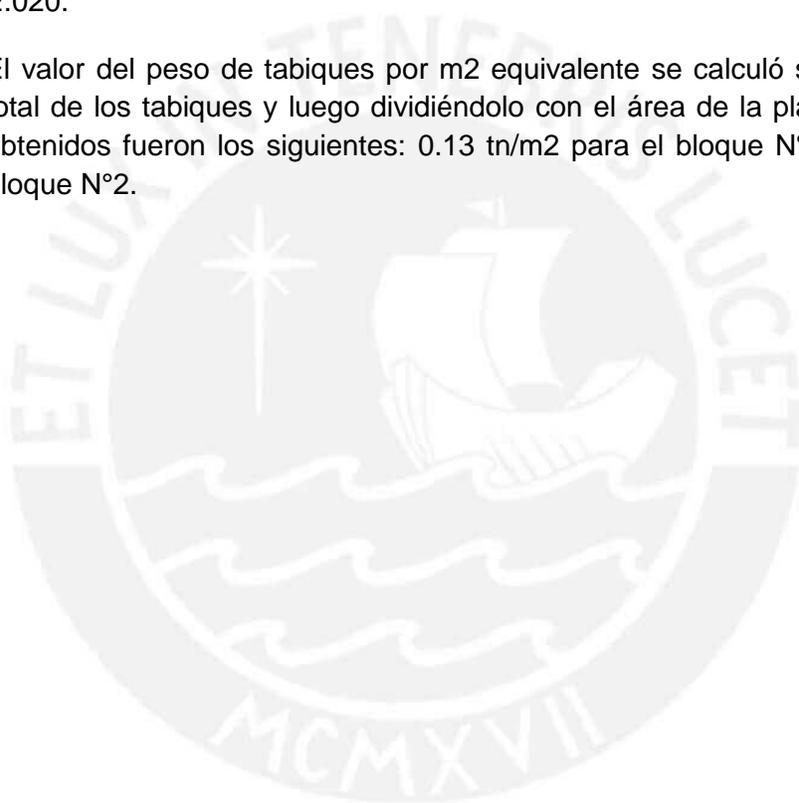


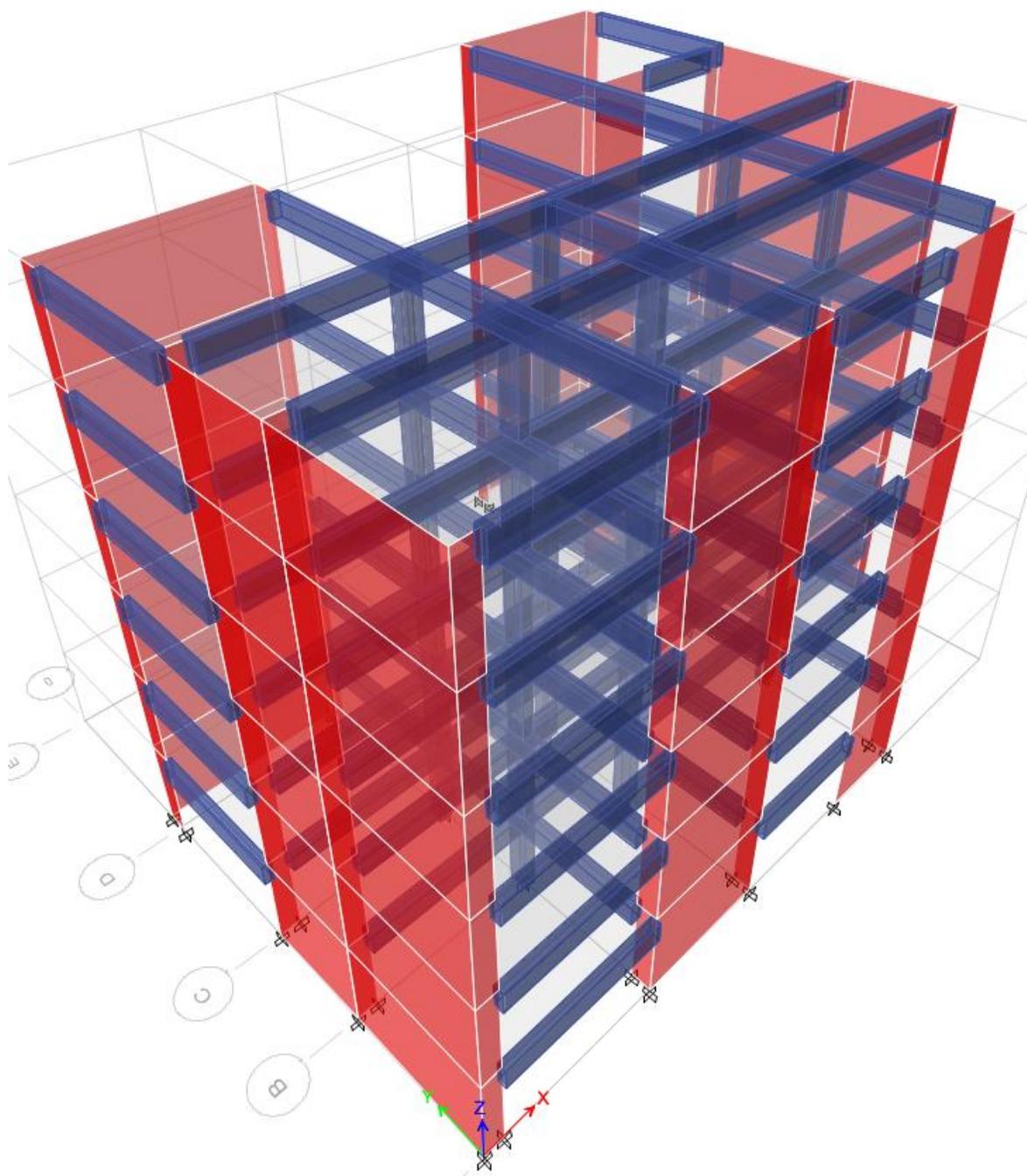
**Figura 4.7 Definición de la sección Viga 25x50**



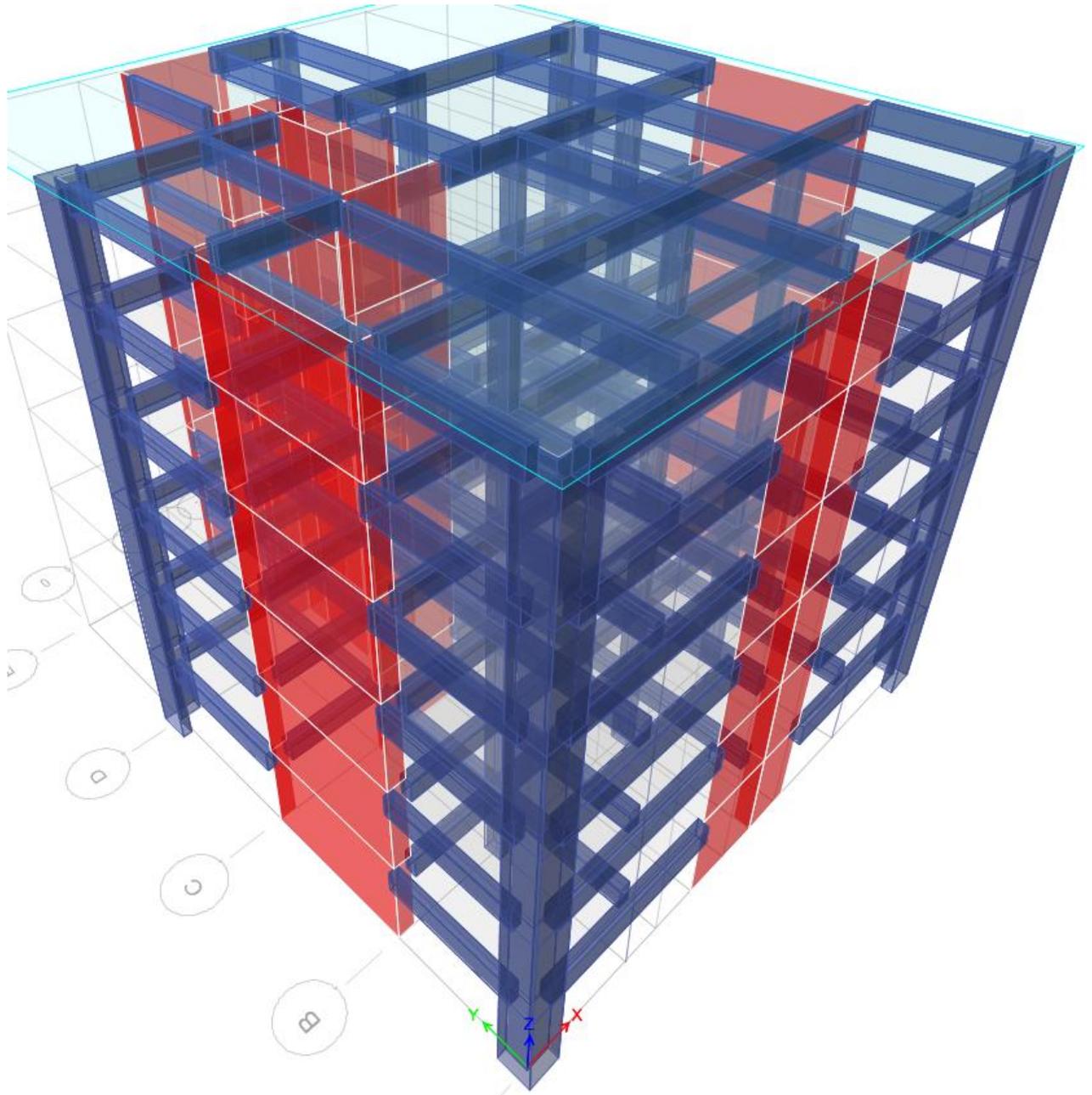
**Figura 4.8 Definición de una placa**

- Para el caso de aligerados y losa maciza, se consideró un espesor mínimo para que el programa no considere el peso propio. Las cargas muertas (peso propio y piso terminado) se asignarán de forma separada.
- En el modelo no se ha considerado la escalera ni la cisterna. Estos dos elementos se analizarán por separado.
- No se modelaron vigas chatas.
- Se consideró un diafragma rígido en cada uno de los pisos
- Las masas que se obtendrán en el programa ETABS se detallaron de la siguiente forma: 100% carga muerta + 25% carga viva como se especifica en la Norma E.020.
- El valor del peso de tabiques por m<sup>2</sup> equivalente se calculó sumando el peso total de los tabiques y luego dividiéndolo con el área de la planta. Los valores obtenidos fueron los siguientes: 0.13 tn/m<sup>2</sup> para el bloque N°1 y 0.12 para el bloque N°2.





**Figura 4.9 Vista isométrica del bloque 1**



**Figura 4.10 Vista isométrica del bloque 2**

### 4.3 Resultados del análisis de cargas de gravedad

A continuación, se muestran como ejemplo los diagramas de momento flector, fuerza cortante y carga axial del pórtico del eje I del bloque N°2 (ver plano E-01).

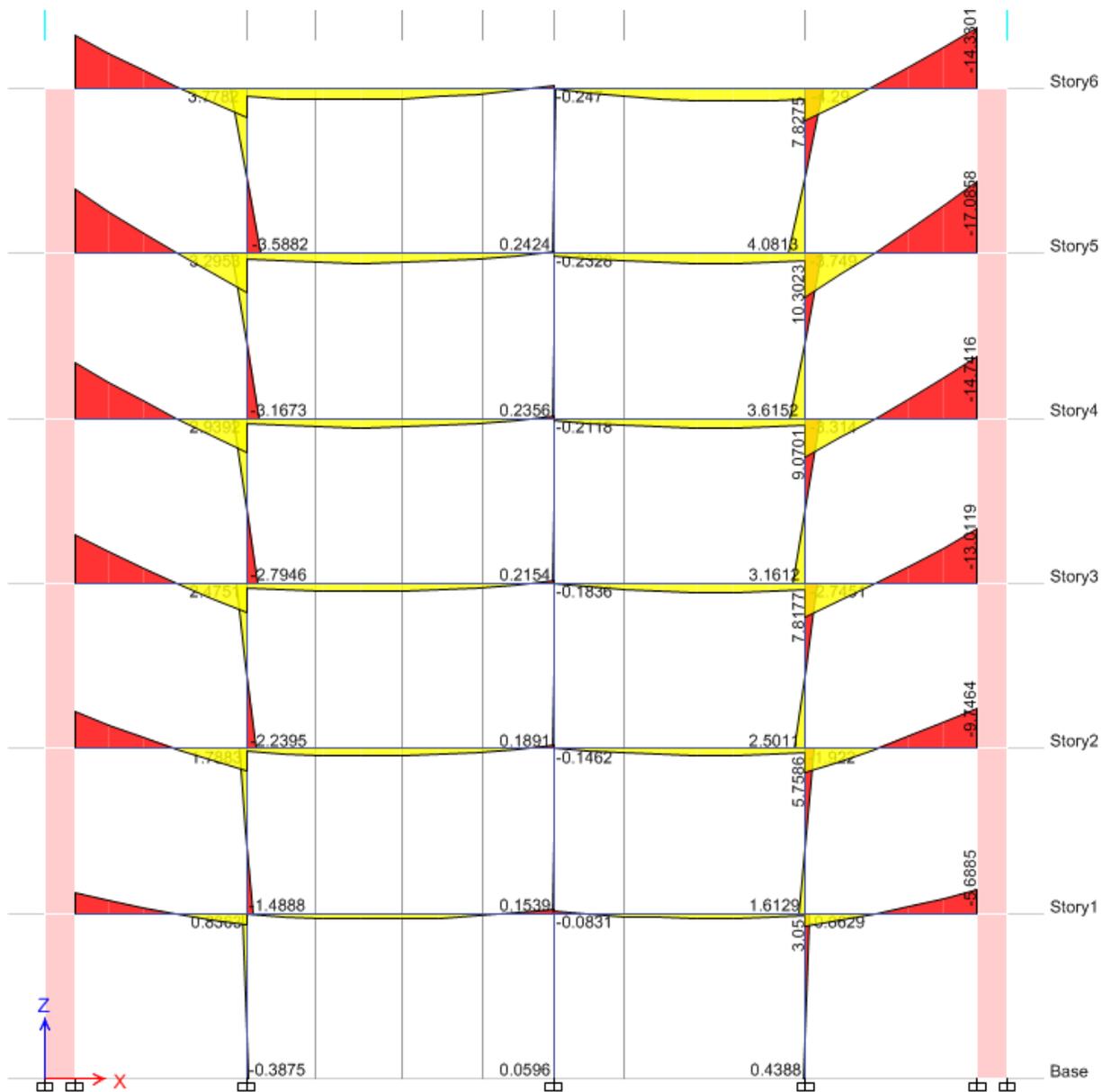


Figura 4.11 Momentos debidos a carga última (tn.m)

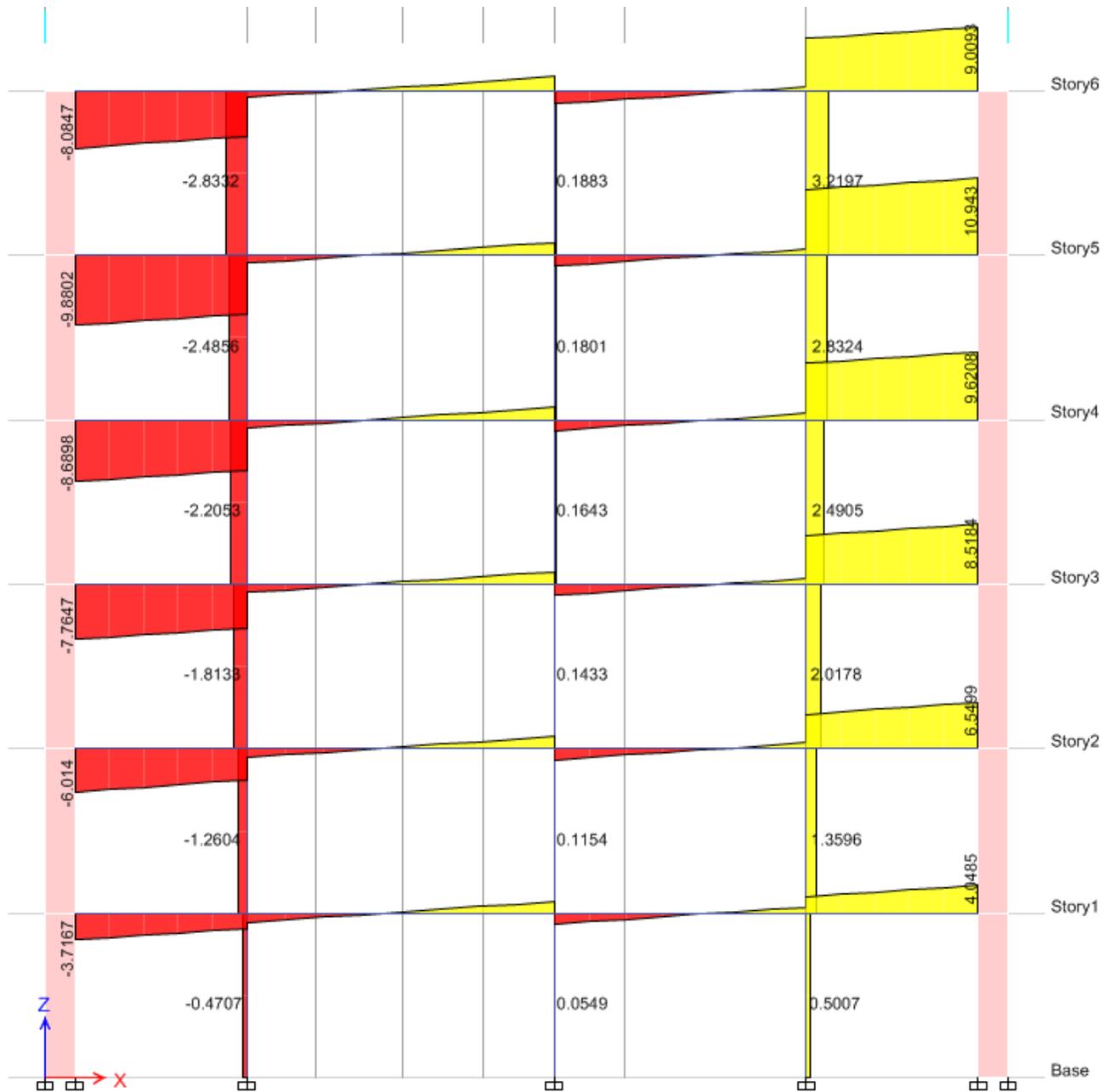
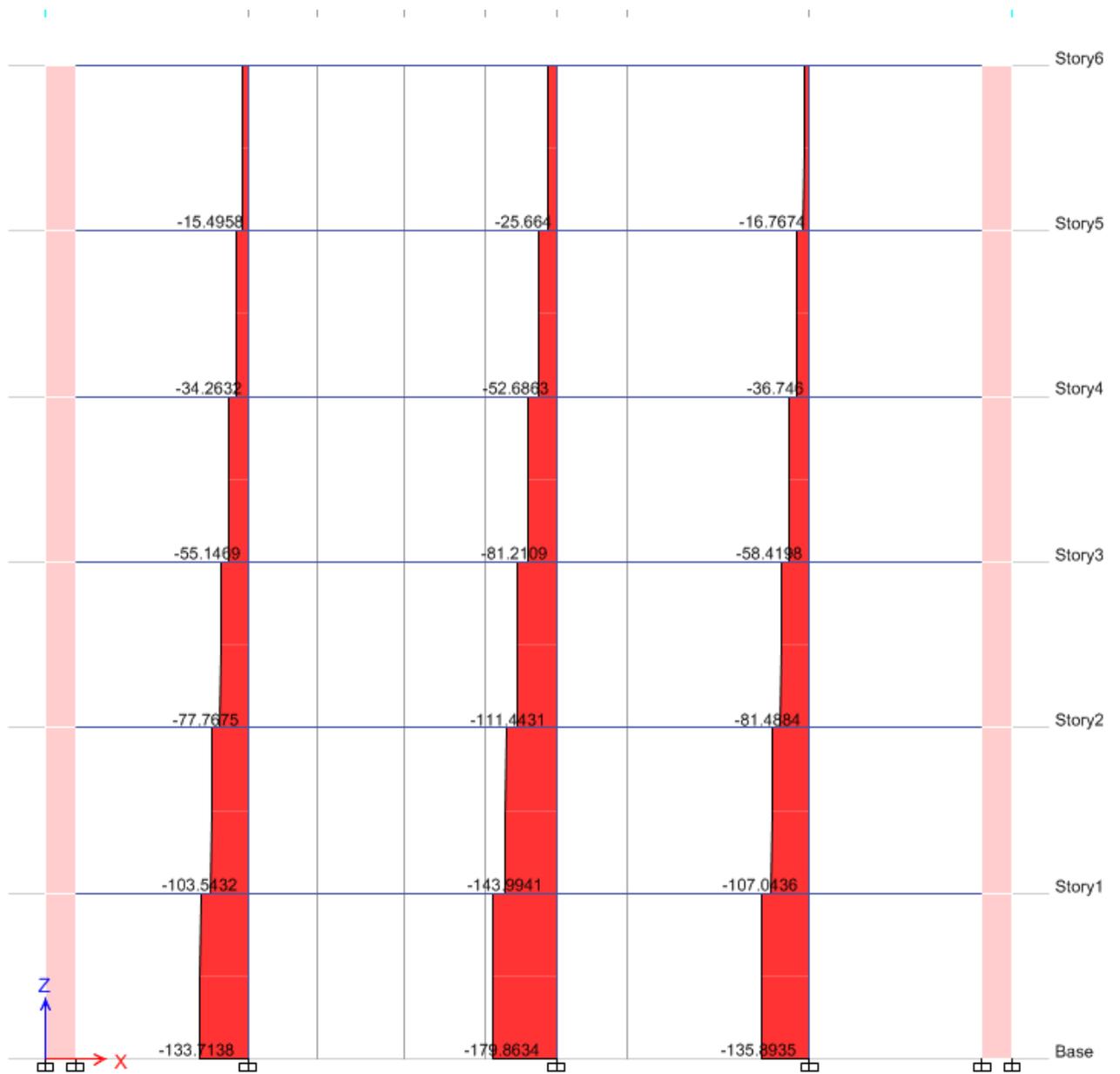


Figura 4.12 Cortantes debido a carga última (tn)



**Figura 4.13 Axial debido a carga última (tn)**

## 5. ANÁLISIS SÍSMICO

### 5.1 Generalidades

#### 5.1.1 Factor de zona (Z)

La Norma E030 divide al Perú en 4 zonas. Dependiendo de la cercanía a la placa de subducción el factor crece. Z se define como la aceleración máxima en la base de la roca que tiene 10% de probabilidad de ser superada en 50 años.

**Tabla 5.1 Factores de Zona**

Factores de Zona	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

La edificación se ubica en Jesús María, Lima. Por lo tanto, de acuerdo a la Norma E030, la estructura se encuentra en la zona 4 con un  $Z=0.45$ .

#### 5.1.2 Parámetros de sitio(S)

Como se puede observar en la tabla, el parámetro S depende de los periodos  $T_p$  y  $T_I$  y del factor de amplificación del suelo(S).

**Tabla 5.2 Factores de suelo**

FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA/SUELO	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

El perfil de suelo que se tomará para esta tesis será S1, que corresponde a rocas o suelos muy rígidos. Esto se debe a que el terreno es de grava arenosa densa con una capacidad portante de  $4\text{Kg/cm}^2$ . Por lo tanto, el factor S es 1.

**Tabla 5.3 Periodos "Tp" y "TI"**

Periodos "Tp" y "TI"				
	Perfiles de suelo			
	S0	S1	S2	S3
Ts(s)	0.3	0.4	0.6	1
Tp(s)	3	2.5	2	1.6

En el caso de los periodos Ts y Tp se ingresa a la tabla 6.3 y se determinan los valores 0.4 y 2.5, respectivamente.

### 5.1.3 Factor de amplificación sísmica (C)

El cálculo de este factor depende de las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_I \quad C = 2.5 \cdot (T_p / T)$$

$$T > T_I \quad C = 2.5 \cdot (T_p \cdot T_I / T^2)$$

Dónde: T: Periodo fundamental de la estructura

Tp: Periodo que define la plataforma del factor C

TI: Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante

### 5.1.4 Factor de uso (U)

Este factor depende del tipo de edificación que se construirá. En la siguiente tabla, proveniente de la Norma E030, se define la categoría de cada edificación.

**Tabla 5.4 Categorías de las edificaciones**

CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES	
Categoría	Factor U
Edificaciones Esenciales(A)	1.5
Edificaciones Importantes(B)	1.3
Edificaciones Comunes(C)	1
Edificaciones Menores(D)	(*)

El edificio se clasifica dentro de la categoría C, debido a que su uso está previsto para departamentos de viviendas. Por lo tanto, el factor U = 1.

## 5.2 Sistemas Estructurales y Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica (Ro)

El valor del coeficiente de reducción se calculará a partir de la siguiente tabla (referencia [9]):

**Tabla 5.5 Sistemas Estructurales y coeficientes de reducción**

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción $R_o$ (*)
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros Estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

## 5.3 Factores de irregularidad

Son consideradas estructuras irregulares aquellas que presentan las condiciones indicadas en las siguientes tablas (referencia [9]):

**Tabla 5.6 Irregularidades estructurales en altura**

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de irregularidad ( $I_a$ )
Irregularidades de Rigidez - Piso Blando	0.75
Irregularidades de Resistencia - Piso Débil	
Irregularidades Extrema Rigidez	0.5
Irregularidades Extrema de Rigidez	
Irregularidad de Masa o Peso	0.9
Irregularidad Geométrica Vertical	0.9
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.8
Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes	0.6

**Tabla 5.7 Irregularidades estructurales en planta**

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de irregularidad ( $I_p$ )
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.6

Esquinas Entrantes	0.9
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.9

#### 5.4 Análisis dinámico

El análisis dinámico se realizará mediante el método de superposición modal espectral. Para cada una de las direcciones de análisis se utilizará un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

De acuerdo a la Norma E030, para el análisis de la dirección vertical se utilizará un espectro igual a 2/3 del espectro empleado para direcciones horizontales

##### 5.4.1 Criterio de combinación

El criterio a utilizarse, para estimar la máxima respuesta máxima esperada (r), será CQC. La respuesta máxima elástica esperada se calculará con la siguiente fórmula:

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$$

Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{\frac{3}{2}}}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2}$$

$$\lambda = w_j/w_i$$

Donde:

$\beta$ : fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0.05

$w_i, w_j$ : son las frecuencias angulares de los modos i, j

El programa ETABS permite seleccionar el criterio de combinación para la superposición modal espectral. Por lo tanto, el programa realiza este cálculo de forma automática.

#### 5.5 Separación entre edificios (s)

Las nuevas construcciones deben estar separadas de las estructuras vecinas una distancia mínima "s" para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

La distancia no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$s = 0.006h \geq 0.03m$$

Donde:

h: Altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar “s”. En este caso será el nivel del diafragma del último piso.

Si la edificación vecina existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria, el edificio se retirará una distancia no menor a los 2/3 del desplazamiento máximo ni menor que S/2. Por otro lado, si no cuenta con una junta sísmica reglamentaria, el edificio deberá separarse una distancia s/2 que le corresponde más el valor de s/2 de la estructura vecina.

Junta separación sísmica x-x		
h	15.60	m
$\Delta_{max}$	4.96	cm
s=	9.36	cm
s>	3.00	cm
s/2	4.68	cm
2/3 $\Delta_{max}$	3.30	cm
J. sísmica	5.00	cm

Junta separación sísmica y-y		
h	15.60	m
$\Delta_{max}$	5.01	cm
s=	9.36	cm
s>	3.00	cm
s/2	4.68	cm
2/3 $\Delta_{max}$	3.34	cm
J. sísmica	5.00	cm

De acuerdo a los cálculos, el bloque 1 se retirará 5cm del bloque 2 en las direcciones “x” e “y”.

## 5.6 Análisis de resultados

### 5.6.1 Peso del Edificio

Se calculó el peso para cada una de las plantas del edificio. Este proceso se realizó a través del programa ETABS.

El peso se calculó multiplicando por 9.81m/s<sup>2</sup> las masas calculadas por el programa. De acuerdo al Proyecto de la Norma E 030 para edificaciones tipo C se tomará el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva.

## Bloque 1

Piso	UX	UY
	tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf-s <sup>2</sup> /m
Story6	16.78	16.78
Story5	24.66	24.66
Story4	24.66	24.66
Story3	24.66	24.66
Story2	24.66	24.66
Story1	24.66	24.66

## Bloque 2

Piso	UX	UY
	tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf-s <sup>2</sup> /m
Story6	38.91	38.91
Story5	47.79	47.79
Story4	47.79	47.79
Story3	47.79	47.79
Story2	47.79	47.79
Story1	47.79	47.79

### 5.6.2 Modos de Vibración

A continuación, se muestran los principales periodos y porcentajes de masa participativa de los modos de vibración más importantes.

## Bloque 1

### Eje X-X

Modo	Periodo(s)	Masa Participante X(%)
1	0.264	62
7	0.072	13
6	0.114	8
5	0.121	7
8	0.065	1
		91

## Eje Y-Y

Modo	Periodo(s)	Masa Participante Y(%)
2	0.181	55
3	0.160	17
9	0.048	17
10	0.039	1
4	0.132	1
		92

## Bloque 2

### Eje X

Modo	Periodo(s)	Masa Participante X(%)
1	0.297	72
4	0.077	16
7	0.036	5
3	0.215	1
		93

### Eje Y

Modo	Periodo(s)	Masa Participante Y(%)
2	0.274	72
5	0.07	18
8	0.033	5
6	0.054	1
		95

### 5.6.3 Factores de Irregularidad

En esta sección se analizarán las irregularidades que se puedan determinar antes de conocer los desplazamientos.

#### 5.6.3.1 Irregularidad estructural en altura

- Irregularidad de Masa

### Bloque 1

- Comparación de los dos primeros pisos

Piso 1 = 214.09tn

Piso 2 = 201.84tn

Piso1/Piso2 = 1.06

- Comparación de los últimos dos pisos

Piso 5 = 201.84tn

Piso 6 = 173.24tn

Piso5/Piso6 = 1.17

No presenta irregularidad de masa

### **Bloque 2**

- Comparación de los últimos dos pisos

Piso 5 = 439.41tn

Piso 6 = 396.57tn

Piso5/Piso6 = 1.11

No presenta irregularidad de masa

- **Irregularidad geométrica vertical**

### **Bloque 1**

Las plantas de la estructura son constantes en todo el edificio. Por lo tanto, no presenta irregularidad geométrica vertical.

### **Bloque 2**

Las plantas de la estructura son constantes en todo el edificio. Por lo tanto, no presenta irregularidad geométrica vertical.

- **Discontinuidad en los Sistemas Resistentes**

### **Bloque 1**

El edificio no presenta elementos que estén desalineados en plantas consecutivas. Por lo tanto, no presenta esta irregularidad

### **Bloque 2**

El edificio no presenta elementos que estén desalineados en plantas consecutivas. Por lo tanto, no presenta esta irregularidad

Por lo tanto, analizando todos los casos posibles de irregularidad en altura se determina  $la=1$  para los dos bloques.

### 5.6.3.2 Irregularidad estructural en planta

- **Esquinas entrantes**

Se comprobará si las dimensiones en ambas direcciones son mayores que el 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

#### Bloque 1

Dirección X-X: 9.3m = 46.7%  
 Dirección Y-Y: 7.14m = 40.5%

#### Bloque 2

Dirección X-X: 5.5m = 36.7%  
 Dirección Y-Y: 5.49m = 30.4%

Por lo tanto, analizando todos los casos posibles de irregularidad en ambos bloques se asignará un factor  $lp=0.9$ .

### 5.6.4 Análisis Estático

Se tomará como ejemplo el Bloque N° 1-Dirección X. Se definirán los parámetros sísmicos en ambas direcciones.

#### 5.6.4.1 Fuerzas Horizontales por nivel

Z=0.45, U=1, C=2.5, S=1, R=5.4

h(m)	$h^k(m)$	$P_i(tn)$	$P_i^*(h^k)$	$\alpha_i$	$F_i(tn)$
2.60	2.60	241.87	628.86	0.05	15.00
5.20	5.20	241.87	1257.71	0.10	30.00
7.80	7.80	241.87	1886.57	0.16	45.00
10.40	10.40	241.87	2515.42	0.21	60.00
13.00	13.00	241.87	3144.28	0.26	75.00
15.60	15.60	164.60	2567.77	0.21	61.25
		1373.94	12000.60		

Vest (tn)	286.24
%PesoTotal	20.83

### 5.6.4.2 Resultados del análisis estático

- **Cortante placas**

Se verificó que el cortante total que reciben las placas es superior al 70 % de la fuerza cortante máxima en la base. Por lo tanto, el sistema estructural asumido (muros de concreto armado) es correcto.

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	V2
				tonf
Story1	P1	ESTSISMOX	Bottom	22.82
Story1	P2	ESTSISMOX	Bottom	130.26
Story1	P3	ESTSISMOX	Bottom	61.99
Story1	P4	ESTSISMOX	Bottom	-26.20
Story1	P5	ESTSISMOX	Bottom	13.18
Story1	P6	ESTSISMOX	Bottom	3.30
Story1	P7	ESTSISMOX	Bottom	17.02
$\Sigma$				222.36

Vest (tn)	286.24
%	77.69

- **Control de derivas**

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Deriva	Deriva inelástica
Story6	ESTSISMOX	6	Max Drift X	0.0007	0.0037
Story5	ESTSISMOX	6	Max Drift X	0.0008	0.0042
Story4	ESTSISMOX	6	Max Drift X	0.0008	0.0045
Story3	ESTSISMOX	6	Max Drift X	0.0008	0.0043
Story2	ESTSISMOX	6	Max Drift X	0.0007	0.0036
Story1	ESTSISMOX	6	Max Drift X	0.0003	0.0018

### 5.6.5 Análisis Dinámico

#### 5.6.5.1 Resultados del análisis dinámico

- **Control de derivas**

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	Deriva inelastica
Story6	Esp XX Max	6	Max Drift X	0.0004	0.0023
Story5	Esp XX Max	6	Max Drift X	0.0005	0.0026
Story4	Esp XX Max	6	Max Drift X	0.0005	0.0027
Story3	Esp XX Max	6	Max Drift X	0.0005	0.0026
Story2	Esp XX Max	6	Max Drift X	0.0004	0.0021
Story1	Esp XX Max	6	Max Drift X	0.0002	0.0011

- **Verificación de irregularidad de piso blando**

Drift Ine	1.4 D. Entre	1° Condicion	1.25x Prom 3 Superiores	2°Condicion	Piso Blando
0.0023	0.0032				no
0.0026	0.0036	FALSO			no
0.0027	0.0038	FALSO			no
0.0026	0.0036	FALSO	0.0032	FALSO	no
0.0021	0.0030	FALSO	0.0033	FALSO	no
0.0011	0.0015	FALSO	0.0031	FALSO	no

- **Verificación de irregularidad torsional**

$\Delta$ I.Entre	50%Permisible	1° Condicion	$\Delta$ I. Entre CM	1.2 x $\Delta$ I. Entre CM	2°Condicion	Irregularidad Torsional
0.0060	0.0091	FALSO	0.0059	0.0071	FALSO	no
0.0067	0.0091	FALSO	0.0065	0.0078	FALSO	no
0.0070	0.0091	FALSO	0.0069	0.0083	FALSO	no
0.0067	0.0091	FALSO	0.0066	0.0079	FALSO	no
0.0056	0.0091	FALSO	0.0055	0.0066	FALSO	no
0.0028	0.0091	FALSO	0.0027	0.0033	FALSO	no

- **Cálculo del factor de diseño**

Se verificará si el cortante en la base del análisis dinámico es suficiente (mínimo 90%Vest por ser irregular) y se calculará el factor necesario para escalar las fuerzas dinámicas.

Load Case/Combo	FX
	tonf
Estático X	286.24
Dinámico en x	182.64

%	63.81
Factor	1.41

### 5.6.6 Resultados de Fuerzas Internas

Como ejemplo se mostrará las fuerzas internas del pórtico del eje E del bloque 1

#### Diagrama de Momento Flector

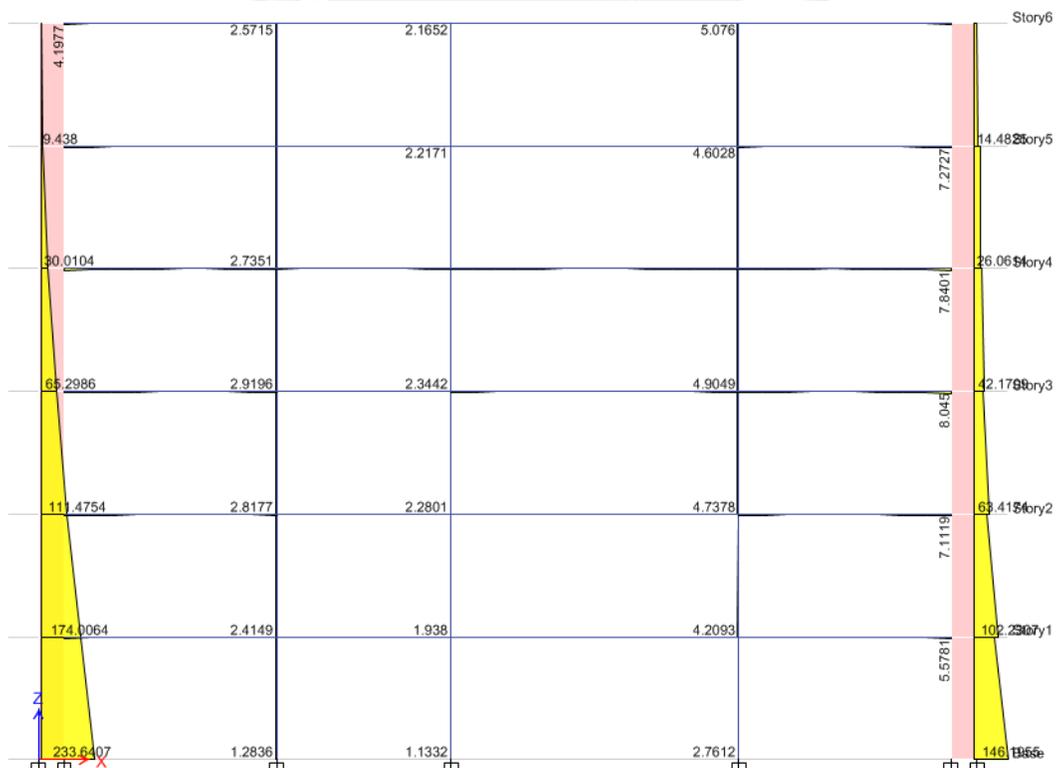


Figura 5.1 Momento Flector debido al sismo en X (tn.m)

### Diagrama de Fuerza Cortante

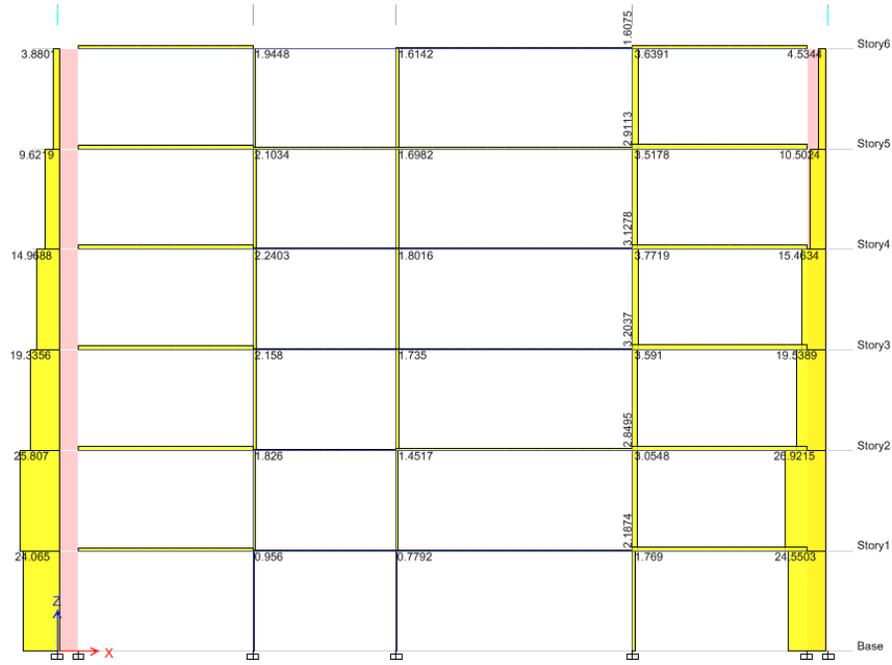


Figura 5.2 Fuerza cortante debido al sismo en X (tn)

### Diagrama de Fuerza Axial

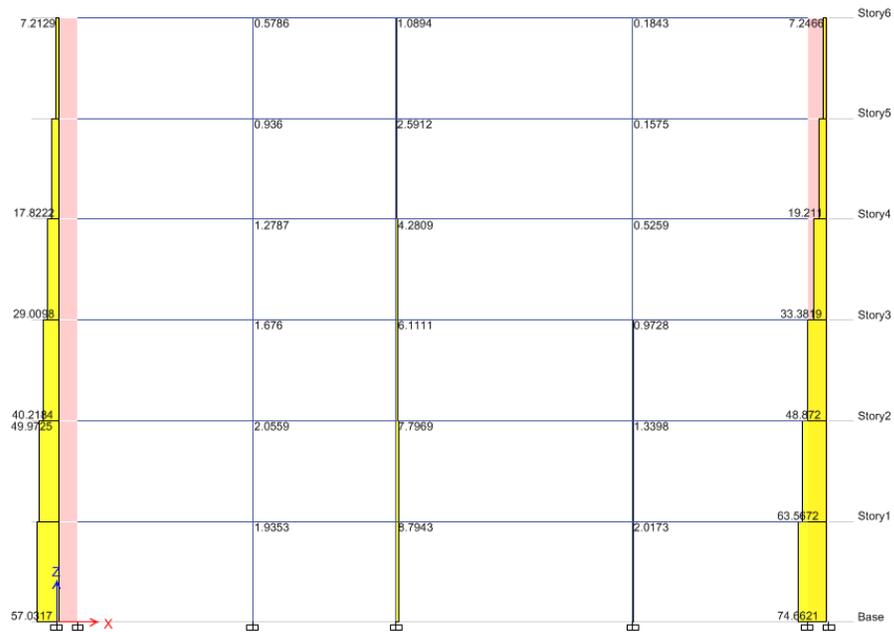


Figura 5.3 Axial debido al sismo en X (tn)

## 6. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

Para el diseño de los elementos de concreto armado se utilizará el diseño por resistencia mencionado anteriormente en el capítulo de Generalidades. De acuerdo a la Norma E060, se debe cumplir:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (6.1)$$

### 6.1 Conceptos básicos

#### 6.1.1 Diseño por flexión

Los elementos sometidos a flexión son las losas aligeradas, losas macizas y vigas. Cada uno de estos elementos tiene una sección rectangular. Los aligerados trabajan como sección rectangular tanto para momento negativo como positivo debido a que la zona de concreto en compresión en ambos casos es rectangular.

#### Método de diseño

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (6.2)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (6.3)$$

Donde:

M<sub>n</sub>= Resistencia nominal de la sección

a= Profundidad del bloque de compresiones

d= Peralte efectivo

b= Ancho de la sección rectangular

f'<sub>c</sub>= Resistencia a la compresión del concreto

f<sub>y</sub>= Esfuerzo de fluencia del acero

A<sub>s</sub>= Área del acero en tracción

Se debe cumplir en el diseño por resistencia lo siguiente:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (6.4)$$

Donde:

M<sub>u</sub>= Resistencia requerida a flexión

φ= factor de reducción por resistencia a flexión

### 6.1.2 Diseño por Cortante

El diseño por fuerza cortante consiste en que la resistencia requerida por fuerza cortante ( $V_u$ ) sea resistida por el aporte del concreto ( $V_c$ ). Sin embargo, en caso la resistencia del concreto no sea suficiente será necesario colocar refuerzos por corte. De esta manera, la suma de la resistencia del concreto más la resistencia del refuerzo serán capaces de resistir las solicitaciones.

Las ecuaciones básicas para el diseño por corte son las siguientes:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (6.5)$$

$$V_n = V_c + V_s$$

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

Donde:

$V_u$ = Resistencia Requerida a corte

$V_n$ = Resistencia Nominal a corte

$V_c$ = Resistencia Nominal a corte proporcionado por el concreto

$V_s$ = Resistencia Nominal a corte proporcionado por el refuerzo

### Aligerados y Lozas Macizas en una dirección

Las losas macizas normalmente no necesitan refuerzo por corte ya que el concreto es capaz de resistir las solicitaciones. Se cumple lo siguiente:

$$V_n = V_c$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

En el caso de los aligerados y losas nervadas, la Norma permite un incremento del 10% en  $V_c$ .

$$V_c = 1.1(0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d) \quad (6.6)$$

En caso, el concreto no sea capaz de resistir las solicitaciones se utilizarán ensanches alternados, en el cual el valor usual de  $b_w=0.1$  se convierte en  $b_w=0.25$ m. Si se utiliza ensanches corridos entonces  $b_w= 0.40$ m.

### 6.1.3 Anclajes

A continuación, se mostrarán las longitudes rectas de anclaje utilizadas para esta tesis. Estos valores, se basaron en las recomendaciones de la Norma E.060, las referencias [1] y [5].

**Tabla 6.1 Longitudes de anclaje para barras en tracción**

LONGITUD DE DESARROLLO( $l_{d1}$ ) (mm) $f_y=4200\text{kg/cm}^2$			
Diámetro de barras		$f'c=210\text{kg/cm}^2$	
db(mm)	db(pulg)	Tipo 1	Tipo 2
9.5	3/8"	440	340
12.7	1/2"	580	450
15.9	5/8"	730	560
19.1	3/4"	880	670
25.4	1"	1450	1120

Donde:

Tipo 1: En refuerzo horizontal, para barras superiores.

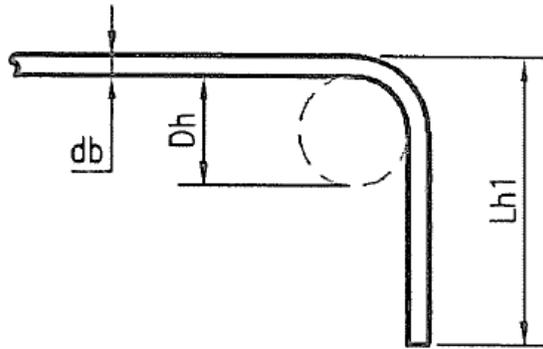
Tipo 2: En refuerzo horizontal, para barras inferiores y en refuerzo vertical

**Tabla 6.2 Longitudes de anclaje para barras en tracción con ganchos**

LONGITUD DE DESARROLLO( $l_{d2}$ ) (mm) $f_y=4200\text{kg/cm}^2$		
Diámetro de barras		$f'c=210\text{kg/cm}^2$
db(mm)	db(pulg)	
9.5	3/8"	210
12.7	1/2"	280
15.9	5/8"	350
19.1	3/4"	420
25.4	1"	560

**Tabla 6.3 Longitudes de anclaje para barras en tracción con ganchos**

GANCHOS ESTÁNDAR Y DIÁMETROS DE DOBLADO EN FRÍO ( $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ )		
Diámetro de barras		Ganchos de barras(mm)
db(mm)	db(pulg)	Lh1
9.5	3/8"	160
12.7	1/2"	210
15.9	5/8"	260
19.1	3/4"	310
25.4	1"	410



**Figura 6.1 Longitud de ganchos**

**Tabla 6.4 Longitudes de anclaje para barras en compresión**

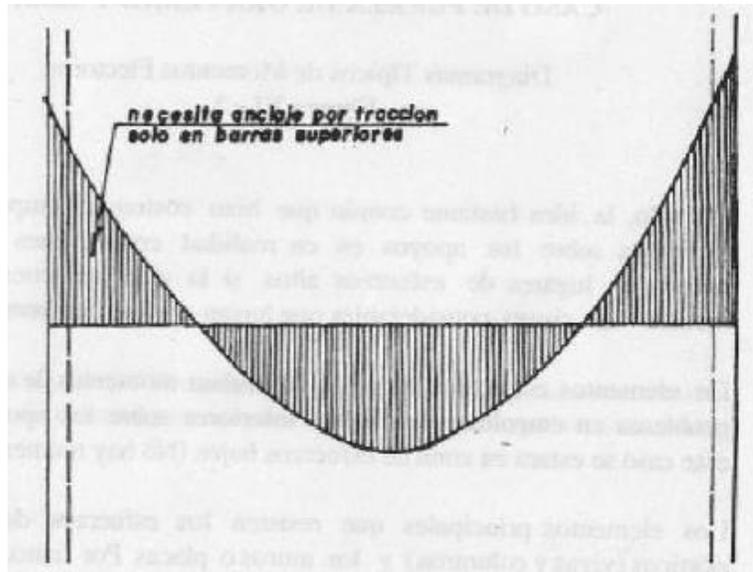
LONGITUD DE DESARROLLO( $l_{d3}$ ) (mm) $f_y=4200\text{kg/cm}^2$		
Diámetro de barras		$f'_c=210\text{kg/cm}^2$
db(mm)	db(pulg)	
9.5	3/8"	220
12.7	1/2"	290
15.9	5/8"	370
19.1	3/4"	440
25.4	1"	590

#### 6.1.4 Empalmes

##### 6.1.4.1 Empalmes en vigas y losas

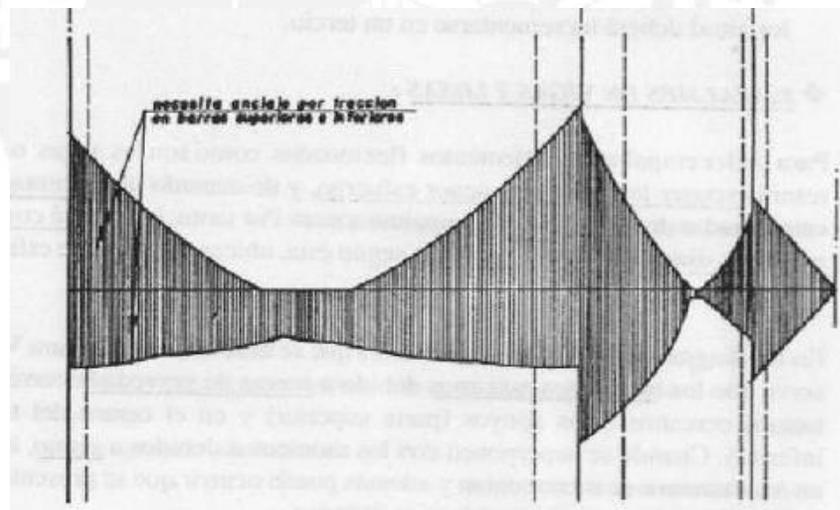
Para empalmar estos elementos flexionados, se necesita conocer las zonas de menores esfuerzos.

En el caso de vigas que no pertenecen a pórticos, las cuales presentan el diagrama de momento flector que se muestra en la figura 6.2 (tomada de la referencia [5]). Se observa que las zonas de menores esfuerzos se presentan en la zona cercana a los apoyos para el caso de refuerzos inferiores y la zona central para el caso de refuerzo superior.



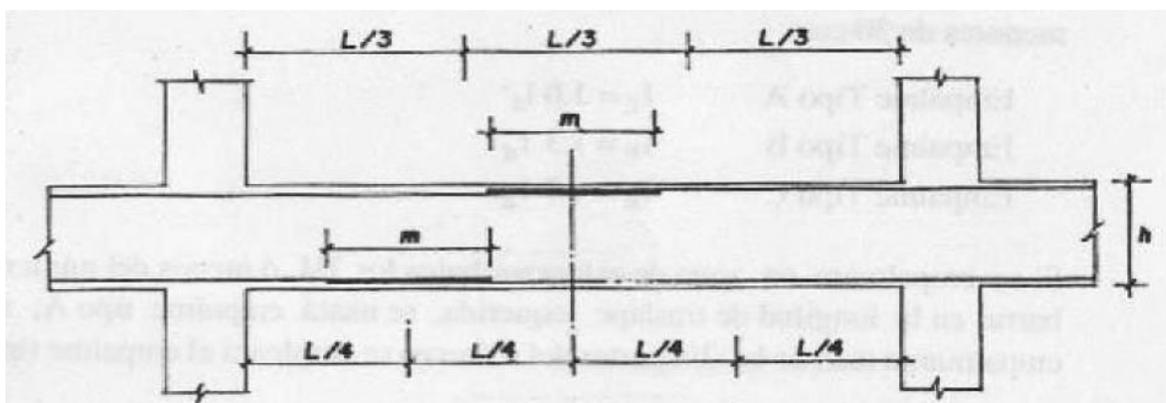
**Figura 6.2 Diagrama de momento flector ante cargas de gravedad**

En el caso de vigas que sí pertenecen a pórticos, las cuales presentan un diagrama de momento flector similar al mostrado en la figura 6.3 (tomada de la referencia [5]). Se observa que las zonas de menores esfuerzos se presentan en una zona intermedia entre la zona de central y la zona externa junto a los apoyos para el caso de refuerzos inferiores y la zona central para el caso de refuerzo superior.



**Figura 6.3 Envolvente de momento flector para vigas que forman pórtico**

En la figura 6.4 (tomada de la referencia [5]) se muestra el empalme típico para vigas que pertenecen a pórticos.



**Figura 6.4 Empalmes traslapados para vigas, losas y aligerados**

Por lo tanto, se considerará lo siguiente:

**Tabla 6.5 Empalme de refuerzos Clase "A"**

LONGITUD DE EMPALME CLASE "A" ( $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ )			
Diámetro de barras		$f'c=210\text{kg/cm}^2$	
		Valores de "m"	
db(mm)	db(pulg)	Tipo 1	Tipo 2
9.5	3/8"	450	340
12.7	1/2"	600	460
15.9	5/8"	740	570
19.1	3/4"	900	680
25.4	1"	1460	1120

**Tabla 6.6 Empalme de refuerzos Clase "B"**

LONGITUD DE EMPALME CLASE "B" ( $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ )			
Diámetro de barras		$f'c=210\text{kg/cm}^2$	
		Valores de "m"	
db(mm)	db(pulg)	Tipo 1	Tipo 2
9.5	3/8"	580	450
12.7	1/2"	770	590
15.9	5/8"	960	740
19.1	3/4"	1150	890
25.4	1"	1900	1460

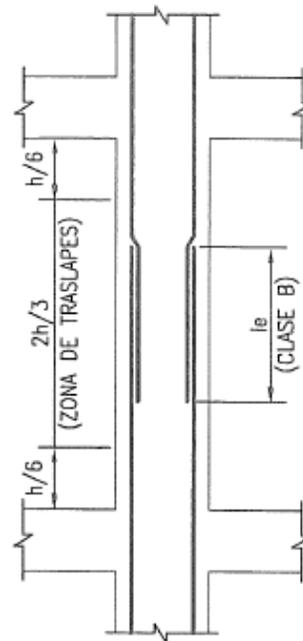
**Tabla 6.7 Empalme por traslape en tracción**

As proporcionado/As requerido	Porcentaje máximo de As empalmado en la longitud requerida para dicho empalme	
	50	100
Igual o mayor a 2	Clase A	Clase B
Menor a 2	Clase B	Clase B

Los datos obtenidos de las tablas 6.5, 6.6 se encuentra en la referencia [5]. Asimismo, los datos de la tabla 6.7 se encuentran la Norma E.060 capítulo 12.

#### 6.1.4.2 Empalmes en columnas

En el caso de las columnas, normalmente se empalma en la zona encima del nivel de piso. Sin embargo, en esa zona existe la mayor presencia de estribos (zona de confinamiento) y los mayores momentos en las columnas. Por lo tanto, se puede considerar empalmar en el tercio central de la altura de las columnas, debido a que en esa zona se presentan momentos mínimos y está alejada de la zona de confinamiento. Se puede determinar la longitud de empalme con las tablas 6.5 y 6.6. En la figura 6.5 (tomada de la referencia [5]) se muestra el empalme típico para columnas.



**Figura 6.5 Empalmes traslapados para columnas**

## 6.2 Diseño de losa aligerada

El diseño de las losas aligeradas se realizará por vigueta. Se ha considerado un ancho de 10cm para momento negativo y 40cm para momento positivo. En este análisis solo se considerará las cargas gravitacionales. El análisis de cargas de gravedad se realizó en el programa SAP2000.

### 6.2.1 Control de fisuración

Los elementos de concreto armado sometidos a flexión bajo cargas de servicio tienen agrietamientos en las zonas traccionadas. La distribución del acero en tracción debe ser adecuada para que el ancho de estas fisuras sea despreciable.

El control de los anchos de fisura debe hacerse para prevenir la corrosión del refuerzo y el aspecto estético.

Para el control de fisuras se calcula el parámetro Z

$$Z = fs \sqrt[3]{dcxAct} \quad (6.7)$$

Donde:

*dc* : distancia a la primera capa

$$fs = 0.6xfy$$

$$Act = \frac{2 \times b \times dc}{N^{\circ} \text{ barras}}$$

De acuerdo a la Norma Peruana E060 el parámetro Z debe ser menor a 26000 kg/cm en condiciones de exposición exterior y menor a 31000kg/cm en condiciones de exposición interior.

### 6.2.2 Ejemplo de diseño de losa aligerada

Se mostrará, como ejemplo, el metrado de la vigueta Tipo II del Bloque 1.

#### Propiedades del aligerado

Vigueta Tipo II		
h	20	cm
b-	10	cm
b+	40	cm
d	17	cm
f'c	210	kg/cm <sup>2</sup>

### Diseño por flexión

Mu(tnm)	b(cm)	d(cm)	As(cm <sup>2</sup> )	As colocado
0	10	17	0.00	1Φ8mm
0.48	40	17	0.76	1Φ3/8"+1Φ8mm
0.48	10	17	0.79	1Φ3/8"+1Φ8mm
0.14	40	17	0.22	1Φ3/8"
0	10	17	0.00	1Φ8mm

### Diseño por corte

Vu (tn)	0.77
ΦVc (tn)	1.22

Como  $\Phi Vc > Vu$  no se necesitan ensanches.

### Control de fisuración

$$f_s = 0.6 \times 4200 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_c = 3 \text{ cm}$$

$$A_{ct} = \frac{2 \times 10 \times 3}{2} = 30 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2520 \times \sqrt[3]{3 \times 30} = 11293 \text{ kg/cm}$$

En ambos casos, el parámetro Z es menor al máximo permitido.

### 6.3 Diseño de losa maciza

Para el diseño de las losas macizas se realizó un modelo de elementos finitos en el programa SAP2000. El acero mínimo para losas macizas impuesto en la Norma E060 es 0.0018bh.

#### 6.3.1 Ejemplo de diseño de losa maciza

A continuación, se mostrará el diseño de la losa maciza del bloque 2.

#### Propiedades de la losa maciza

Losa maciza		
h	20	cm
b	100	cm
d	17	cm

$f'c$	210	kg/cm <sup>2</sup>
-------	-----	--------------------

### Diseño por flexión en la dirección X-X

As <sub>min</sub>	3.06	cm <sup>2</sup>
-------------------	------	-----------------

Mu	c	As	As colo
0.5	0.22	0.78	φ3/8 @20cm
0.55	0.24	0.9	φ3/8 @20cm
0.1	0.04	0.78	φ3/8 @20cm

### Diseño por flexión en la dirección Y-Y

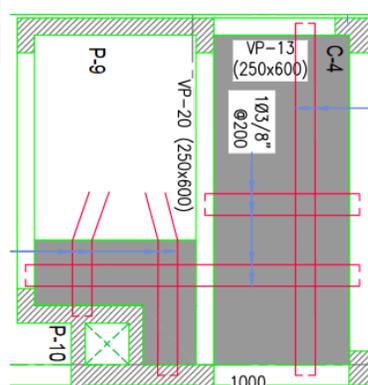
As <sub>min</sub>	3.06	cm <sup>2</sup>
-------------------	------	-----------------

Mu	c	As	As colo
0.60	0.26	0.94	φ3/8 @20cm
0.50	0.22	0.78	φ3/8 @20cm
0.60	0.26	0.94	φ3/8 @20cm

### Diseño por corte

Vu	3	tn
ΦVc	14.36	tn

No es necesario refuerzo por corte como se explicó en la parte teórica de este capítulo.



**Figura 6.9 Diseño de losa maciza**

## 6.4 Diseño de vigas

### 6.4.1 Diseño por flexión

En el caso de vigas chatas se realizará el mismo proceso utilizado en el diseño de losas, debido a que solo se consideraran cargas de gravedad.

Por otro lado, en el caso de vigas que pertenecen a pórticos se realizara el método que dicta la Norma E060, en el cual se debe determinar la envolvente de las siguientes combinaciones  $1.4M+1.7V$ ,  $0.9M\pm S$ ,  $1.25 (M+V) \pm S$ . Además, las vigas peraltadas deberán cumplir con los requisitos para el diseño por flexión expuestos en el capítulo 21 (Disposiciones especiales para el diseño sísmico) de la Norma E060

Además, el capítulo 21 de la Norma E.060, exige disposiciones para el diseño por flexión en los sistemas de muros estructurales o dual tipo I. A continuación, se detallarán los requerimientos:

- Deberá existir refuerzo continuo a lo largo de toda la viga, constituido por dos barras tanto en la cara inferior como superior.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara.
- La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo del elemento deben ser mayores a un cuarto de la máxima resistencia al momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.
- No se deberá hacer empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medido desde la cara del nudo.

### 6.4.2 Diseño por cortante

La resistencia nominal a corte proporcionada por el concreto se representa con la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * bw * d \quad (6.8)$$

Donde:

$f'_c$ : Resistencia a la compresión del concreto

$bw$ : Ancho de la sección

$d$ : Peralte efectivo

Metodología:

Para determinar el refuerzo necesario en las vigas se seguirán los siguientes pasos:

- Se construirá el diagrama de fuerza cortante  $V_u$
- Se ubican las secciones críticas, las cuales se encuentran normalmente a “d” de la cara
- Se selecciona el tipo de refuerzo que se utilizara. Generalmente en nuestro medio se utilizan estribos simples y cerrados. Además, se selecciona el diámetro del estribo,
- Se calculará el aporte de resistencia que proporciona el concreto con la formula antes citada

- Se verifica que no se supere el cortante máximo admitido por la Norma
 
$$V_{u\max} \approx 2.6 * \phi * \sqrt{f'c} * bw * d \quad (6.9)$$

- Se verifica si  $V_u \leq \phi V_c$ . En caso esto se cumpla, se colocarán estribos mínimos.
- Si  $V_u \geq \phi V_c$  se necesitara refuerzo por corte. Se calcula la resistencia que proporciona el refuerzo por corte, mediante:

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

- Se calcula la limitación impuesta por la Norma para estribos verticales

$$V_{slim} = 1.1 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

Si  $V_s < V_{slim}$  entonces  $S_{\max} = d/2$  o  $0.60m$

Si  $V_s > V_{slim}$  entonces  $S_{\max} = d/4$  o  $0.30m$

- Se calcula el espaciamiento del refuerzo

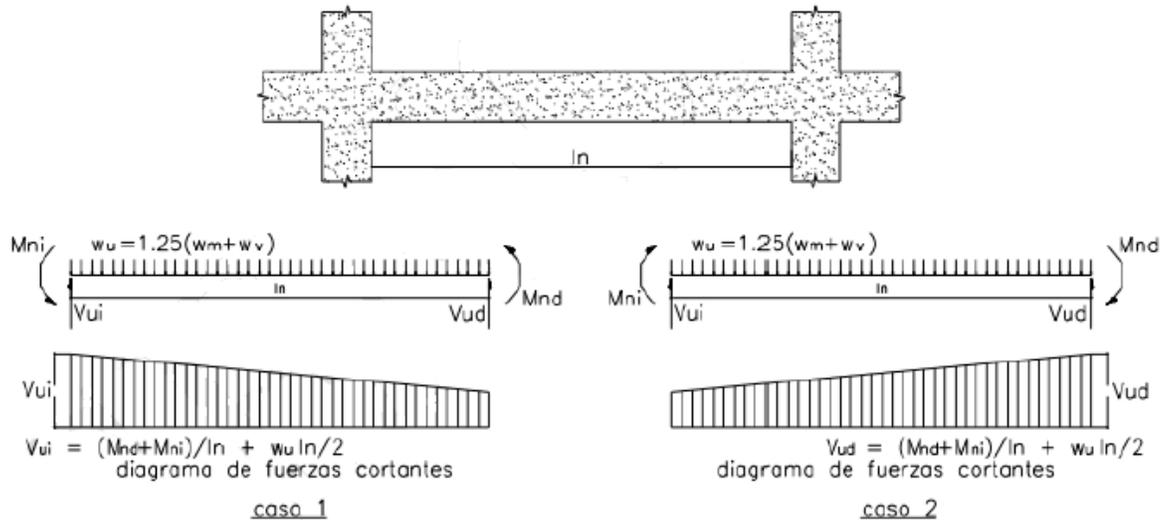
$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \quad (6.10)$$

- Se repite el proceso para distintas secciones a lo largo del eje del elemento. De esta forma, se podrá variar el espaciamiento de los estribos

Además, el capítulo 21 exige disposiciones para el diseño por cortante. A continuación, se detallarán los requerimientos:

- La fuerza cortante de diseño  $V_u$  debe ser el menor valor obtenido de los siguientes casos: La suma del cortante asociado con el desarrollo de momentos nominales ( $M_n$ ) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas

y el cortante máximo obtenido de las combinaciones de diseño multiplicado por un factor de amplificación por sismo igual a 2.5.



**Figura 6.10 Fuerza cortante de diseño para vigas**

- El espaciamiento de los estribos de confinamiento no debe exceder el menor valor de:
  - ✓  $d/4$ , pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 15cm
  - ✓ 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
  - ✓ 30cm
- Las zonas de confinamiento de los estribos deberán espaciarse a no más de  $0.5d$  a lo largo de la longitud del elemento.

### 6.4.3 Control de fisuración

Para el control de las fisuras de las vigas se seguirá el mismo procedimiento visto en losas.

### 6.4.4 Ejemplo de diseño de viga chata

Como ejemplo se diseñará la viga chata del eje VCH-1.

#### Propiedades de la viga chata

h	20	cm
b	25	cm
d	17	cm
f'c	210	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>

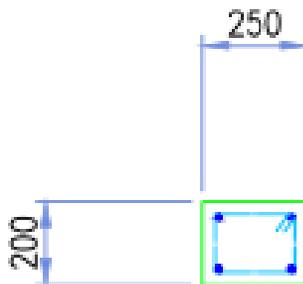
### Diseño por flexión

Asmin	1.03	cm <sup>2</sup>
Asmax	6.79	cm <sup>2</sup>
# Tramos	2.00	

Mu(tnm)	b(cm)	d(cm)	Mn(tnm)	c(cm)	As(cm <sup>2</sup> )	As total	As colocado
0.1	25	17	0.11	0.17	0.16	2.58	2Φ1/2"
0.94	25	17	1.04	1.69	1.53	2.58	2Φ1/2"
0.1	25	17	0.11	0.17	0.16	2.58	2Φ1/2"

### Diseño por corte

Vu	1.74	tn
ΦVc	2.77	tn
Vs	-1.22	tn
s	-83.30	cm



4Φ1/2"  
1 □ Ø3/8" @ 150

**VIGA CHATA: VCH-1 (250 x200)**

ESC: 1/40

*Figura 6.11 Diseño final viga chata*

### 6.4.5 Ejemplo de diseño de viga peraltada

Como ejemplo se diseñará la viga portante VP-2.

#### Propiedades de la sección

SECCIÓN		
h	60	cm
b	30	cm
d	54	cm
f'c	210	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>

#### Diseño por flexión

Asmin	3.91	cm <sup>2</sup>
Asmax	25.88	cm <sup>2</sup>

Mu(tn.m)	b(cm)	d(cm)	As(cm <sup>2</sup> )	As colocado
20.7	30	54	11.02	2Φ3/4"+2Φ3/4"
8.4	30	54	4.25	2Φ3/4"
8.36	30	54	4.23	2Φ3/4"
1.85	30	54	0.91	2Φ3/4"
12.65	30	54	6.50	2Φ3/4"+1Φ5/8"
8.4	30	54	4.25	2Φ3/4"
12.54	30	54	6.45	2Φ3/4"+1Φ5/8"
7.65	30	54	3.86	2Φ3/4"
17.45	30	52	9.57	2Φ3/4"+2Φ5/8"

#### Requerimientos para el diseño por flexión del capítulo 21 de la Norma E060

Como ejemplo se mostrará el primer tramo de la viga.

- Requisito N°1: Comparación en la cara de los nudos

As-	11.4	ΦMn-	21.34
As+	5.7	ΦMn+	11.15
¿Cumple?		VERDADERO	

- Requisito N°2: Resistencia máxima

As colo	$\Phi M_n$	¿Cumple?
11.4	21.34	VERDADERO
5.7	11.15	VERDADERO
5.7	11.15	VERDADERO
5.7	11.15	VERDADERO
8.55	16.37	VERDADERO
5.7	11.15	VERDADERO
8.55	16.37	VERDADERO

### Diseño por cortante

Como ejemplo se mostrará el primer tramo de la viga.

$l_n$	4.43	m
$W_m$	1.75	tn.m
$W_v$	1.16	tn.m
$W_u$	3.64	tn.m
$V_u$	18.25	tn
$V_s$	9.02	tn
s	35.69	cm

$\Phi M_n-$	21.34	tn.m
$\Phi M_n-$	11.15	tn.m
Mpr	29.64	tn.m
Mpr	15.49	tn.m

### Zona de confinamiento

l	120	cm
s	13.5	cm

### Zona no confinada

smin	27	cm
s(Norma)	35.69	cm

En conclusión, se seleccionará estribos de 3/8" 12@10, resto @ 25 cm

### Control de fisuración

$$f_s = 0.6 \times 4200 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_c = 6 \text{ cm}$$

$$A_{ct} = (2 \times 30 \times 6) / 2 = 180 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2520 \times \sqrt[3]{6 \times 180} = 25855 \text{ kg/cm}$$

En ambos casos, el parámetro Z es menor al máximo permitido.

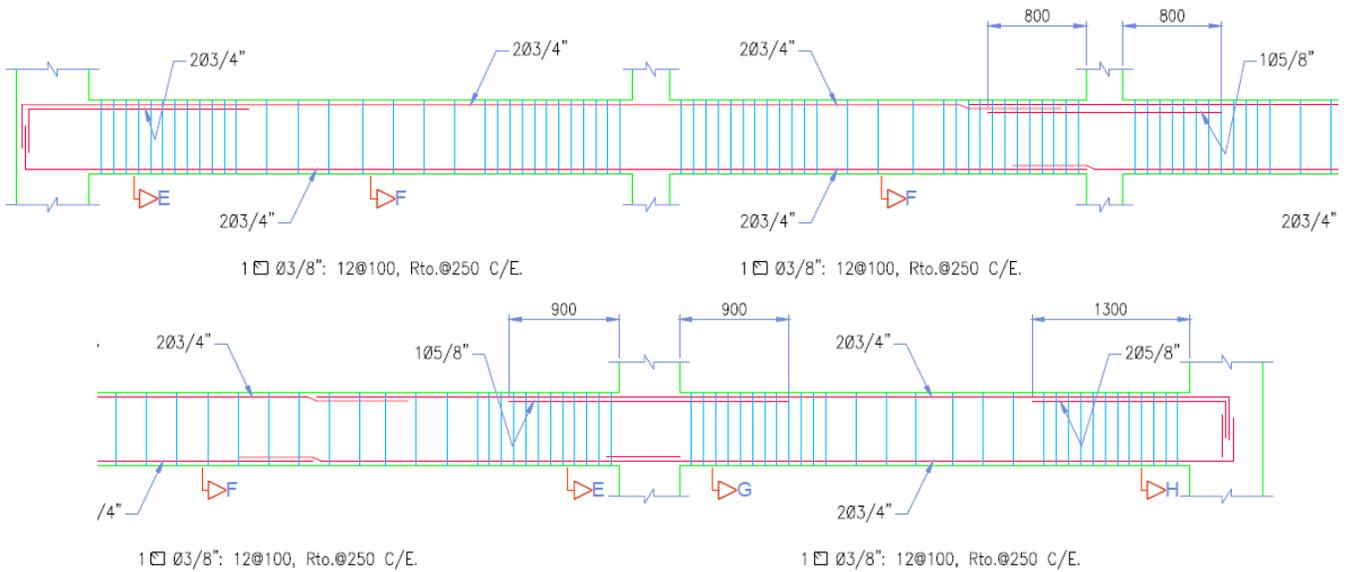


Figura 6.12 Diseño de la viga VP-2

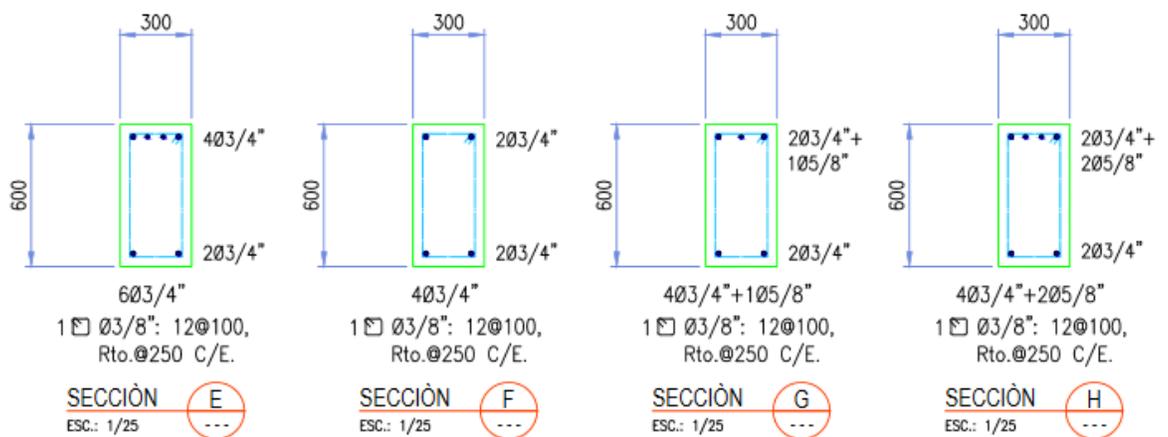


Figura 6.13 Secciones de la viga VP-2

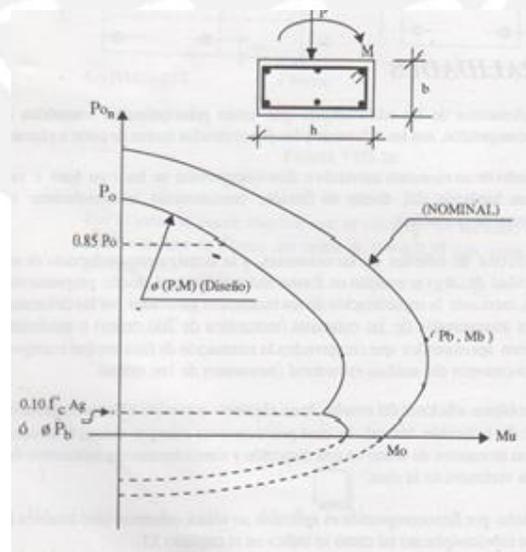
## 6.5 Columnas

### 6.5.1 Diseño por flexocompresión uniaxial

Este diseño es aplicable a elementos que soportan tanto carga axial como flexión. Es el caso de columnas, placas o muros de corte, la caja de ascensores, los muros de sótano, etc. Para determinar el buen funcionamiento de los elementos mencionados anteriormente es necesario construir el diagrama de interacción. Este gráfico se define como el lugar geométrico de las combinaciones de carga axial ( $P$ ) y momento flector ( $M$ ) que agotan la capacidad de la sección. Los diagramas de interacción se construyen variando la ubicación del eje neutro "c". Para cada posición del eje neutro asumida ( $c_i$ ) se calcula por equilibrio, la resistencia nominal de la sección asociada:  $P_{ni} - M_{ni}$ .

El procedimiento de diseño por flexocompresión será el siguiente:

- Preliminarmente, se diseñará con la cuantía mínima permitida ( $\rho=1\%$ ). Con ella se procederá el armado de la columna o placa.
- Se determinará el diagrama de interacción para este armado
- A través del programa ETABS, se hallarán los resultados de fuerzas internas en ambas direcciones para los siguientes casos: Carga Muerta, Carga Viva, Sismo en X (Espectro en X) y Sismo en Y (Espectro en Y).
- Con estos casos se realizará las siguientes combinaciones:  $1.4M+1.7V$ ,  $0.9M\pm S$ ,  $1.25 (M+V) \pm S$
- Se verificará que las combinaciones se encuentren dentro del diagrama de interacción de diseño
- En caso las combinaciones no estén dentro del diagrama de interacción, se procederá a variar la cuantía.



**Figura 6.14 Diagrama de Interacción Nominal y de Diseño**

Los requerimientos para el diseño por flexocompresión del capítulo 21 son los siguientes:

- La cuantía de diseño no debe ser menor a 1% ni mayor a 6%. En caso, la cuantía supere el 4% los planos tendrán que incluir detalles constructivos de la unión viga-columna.
- En los nudos, el espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder de 150mm.

### 6.5.2 Diseño en flexocompresión biaxial

El diseño por flexocompresión uniaxial se realiza en caso los momentos en una dirección son notablemente más importantes que los de la otra dirección. Caso contrario, algunos elementos estructurales reciben una magnitud importante de momentos en ambas direcciones. Por ello es necesario realizar una comprobación por flexión biaxial

La norma indica la siguiente expresión planteada por Bresler:

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}} \quad (6.11)$$

Donde:

$P_u$ : Resistencia última en flexión biaxial

$\phi P_{nx}$ : Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en X ( $e_y=0$ )

$\phi P_{ny}$ : Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en Y ( $e_x=0$ )

$\phi P_{no}$ : Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de carga axial únicamente en X ( $e_x=e_y=0$ )

Esta ecuación es válida para los valores de:

$$\frac{P_u}{\phi P_{no}} \geq 0.1 \quad (6.12)$$

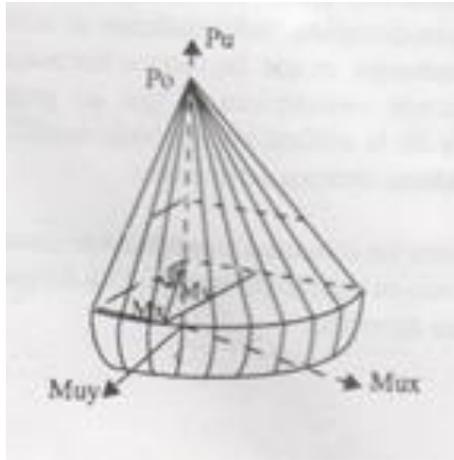
Para valores menores de 0.1 se recomienda la siguiente expresión:

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1 \quad (6.13)$$

Donde:

$\phi M_{nx}$ : Resistencia de diseño X

$\phi M_{ny}$ : Resistencia de diseño Y

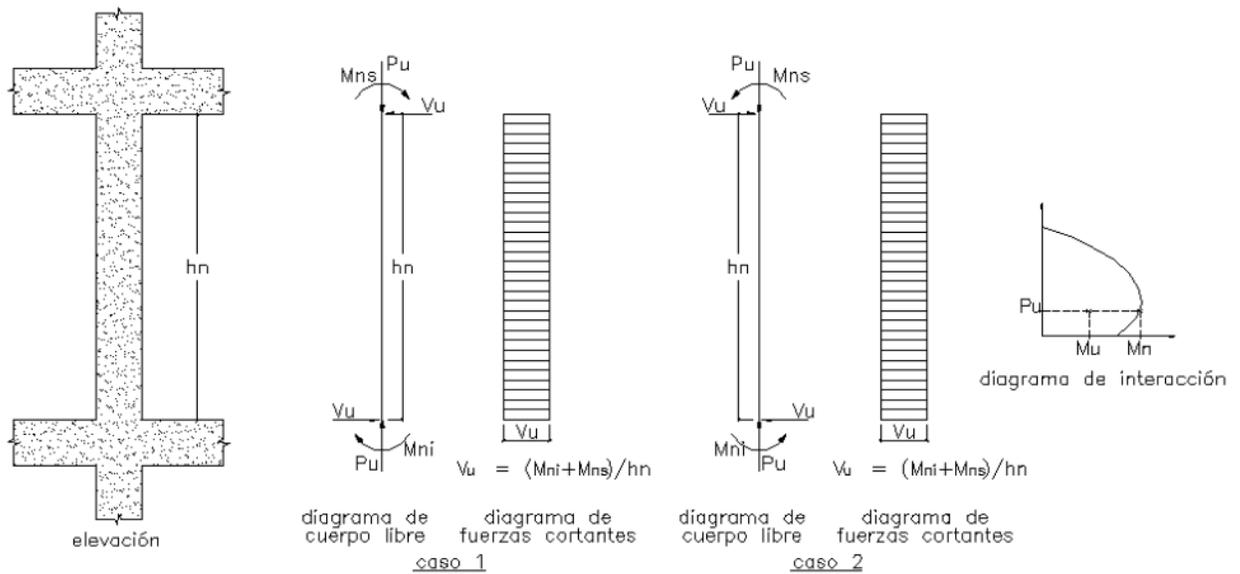


**Figura 6.15 Superficie de interacción para columnas con carga axial y flexión biaxial**

### 6.5.3 Diseño por cortante

La Norma E030 determina la fuerza cortante de diseño  $V_u$  con el menor valor obtenido de los siguientes casos:

- La suma del cortante asociado con el desarrollo de momentos nominales ( $M_n$ ) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.
- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de diseño multiplicado por un factor de amplificación por sismo igual a 2.5.



**Figura 6.16 Fuerza cortante de diseño para columnas**

$M_n$ = Momento nominal (hallado con el refuerzo colocado por el diseño por flexo compresión)

$M_{pr}$ = Momento probable

$H$ = Altura libre de columna

#### 6.5.4 Ejemplo de diseño de columna

Como ejemplo se diseñará la columna C-1

Propiedades de la sección:

Sección		
b	30	cm
h	50	cm
d	46	cm

Selección de área de acero: Se inició la iteración considerando la cuantía mínima. Sin embargo, no fue suficiente para cumplir los requerimientos del diseño. Por lo tanto, se analizó con una cuantía de 1.58%.

$\rho$	1.58	%
Ag	1500	cm <sup>2</sup>
Ast	23.76	cm <sup>2</sup>
Ascolocado	12 $\Phi$ 5/8"	

Fuerzas obtenidas del programa:

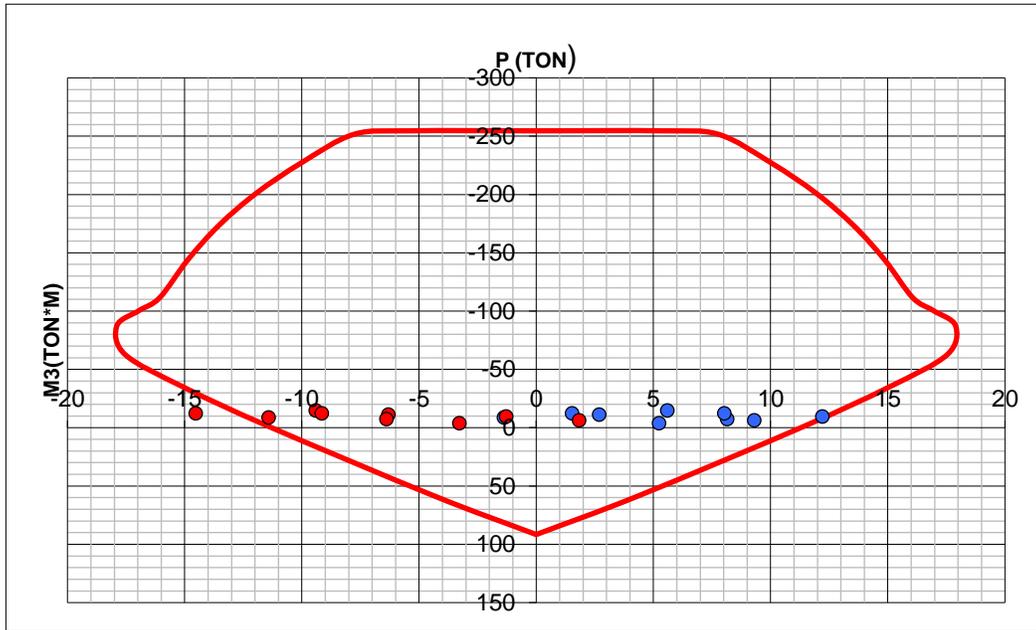
Story	Pier	Load	Loc	P(tn)	V2(tn)	V3(tn)	T(tn)	M2(tn)	M3(tn)
Story1	C1	Dead	Bottom	-42.97	0.01	-0.04	0.00	-0.04	0.00
Story1	C1	Live	Bottom	-16.33	0.02	-0.04	0.00	-0.04	0.01
Story1	C1	EspectroXX Max	Bottom	-3.58	-0.14	-0.58	0.00	0.75	-0.19
Story1	C1	EspectroYY Max	Bottom	-6.93	-2.84	-0.07	-0.01	0.10	-4.20
Story1	C1	Dead	Top	-42.03	0.01	-0.04	0.00	0.08	-0.03
Story1	C1	Live	Top	-16.33	0.02	-0.04	0.00	0.08	-0.03
Story1	C1	EspectroXX Max	Top	3.58	0.14	0.58	0.00	-0.76	0.20
Story1	C1	EspectroYY Max	Top	6.93	2.84	0.07	0.01	-0.10	3.17

## Diseño por flexocompresión

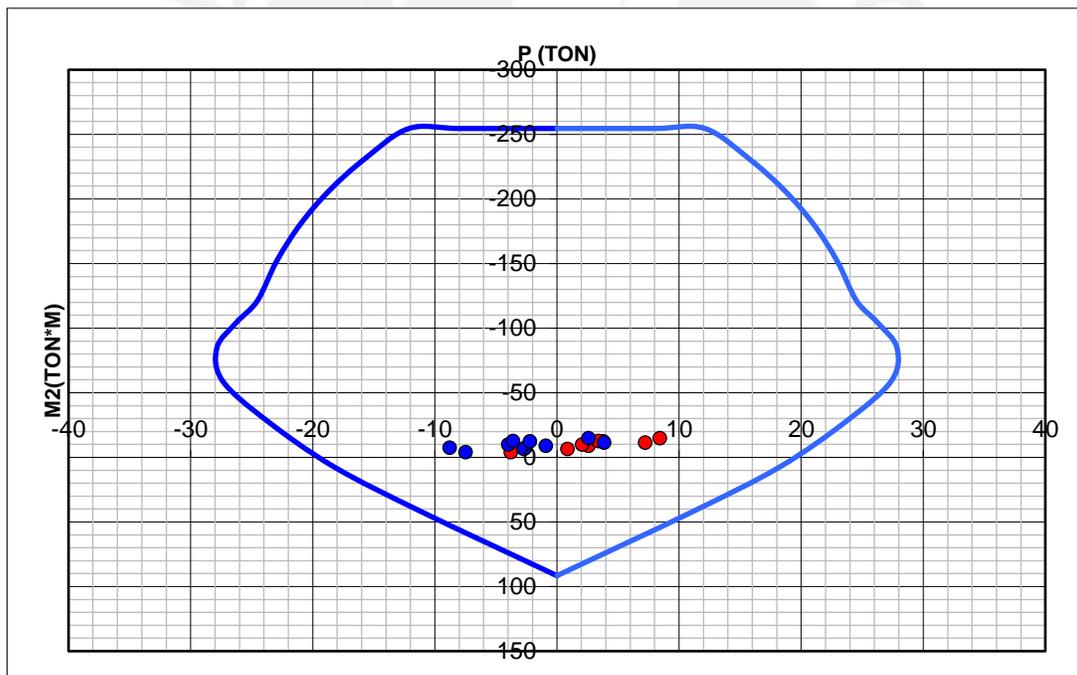
Combinaciones de diseño:

COMBOS	NOMENC.	P	V2	V3	M2	M3
0.9CM+f.SISXX	MSX MAX	-42.3	-0.1	-0.6	0.7	-0.2
0.9CM-f.SISXX	MSX MIN	-35.1	0.2	0.5	-0.8	0.2
0.9CM+f.SISYY	MSY MAX	-45.6	-2.8	-0.1	0.1	-4.2
0.9CM-f.SISYY	MSY MIN	-31.7	2.8	0.0	-0.1	4.2
1.25(CM+CV)+f.SISXX	MVSX MAX	-77.7	-0.1	-0.7	0.7	-0.2
1.25(CM+CV)-f.SISXX	MVSX MIN	-70.5	0.2	0.5	-0.8	0.2
1.25(CM+CV)+f.SISYY	MVSY MAX	-81.1	-2.8	-0.2	0.0	-4.2
1.25(CM+CV)-f.SISYY	MVSY MIN	-67.2	2.9	0.0	-0.2	4.2
1.4CM+1.7CV	MV	-87.9	0.0	-0.1	-0.1	0.0

COMBOS	NOMENC.	P	V2	V3	M2	M3
0.9CM+f.SISXX	MSX MAX	-35.1	0.2	0.5	-0.7	0.2
0.9CM-f.SISXX	MSX MIN	-42.3	-0.1	-0.6	0.8	-0.2
0.9CM+f.SISYY	MSY MAX	-31.7	2.8	0.0	0.0	3.1
0.9CM-f.SISYY	MSY MIN	-45.6	-2.8	-0.1	0.2	-3.2
1.25(CM+CV)+f.SISXX	MVSX MAX	-70.5	0.2	0.5	-0.6	0.1
1.25(CM+CV)-f.SISXX	MVSX MIN	-77.7	-0.1	-0.7	0.9	-0.3
1.25(CM+CV)+f.SISYY	MVSY MAX	-67.2	2.9	0.0	0.1	3.1
1.25(CM+CV)-f.SISYY	MVSY MIN	-81.1	-2.8	-0.2	0.3	-3.2
1.4CM+1.7CV	MV	-87.9	0.0	-0.1	0.2	-0.1



**Figura 6.17 Diagrama de interacción en el eje secundario**



**Figura 6.18 Diagrama de interacción en el eje principal**

Como se puede observar en los diagramas de interacción de diseño, la cuantía mínima seleccionada es suficiente para cumplir los requerimientos de las combinaciones de diseño.

## Diseño por corte

La fuerza cortante de diseño  $V_u$  se determinará como se explicó en el punto 6.5.3.

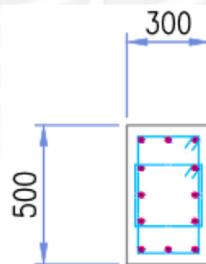
$P_u$	106.00	tn
$M_n$	22.00	tn.m
$M_n$	31.43	tn.m
$M_{pr}$	39.29	tn.m
$V_u$	32.74	tn
$\phi V_c$	11.93	tn
$V_s$	24.48	tn
$s$	22.41	cm

Requerimientos por corte del capítulo 21 de la Norma E.090:

Condiciones de $S_o$		
1/2 Dimensión mínima sección	15	cm
8 db	13	cm
10cm	10	cm

Condiciones de $L_o$		
1/6 luz del elemento	40	cm
Mayor dimensión de la sección transversal	50	cm
50cm	50	cm

En conclusión, se seleccionará estribos de 3/8" 5@10, resto@25cm.



12  $\emptyset$  5/8"

$\square$   $\emptyset$ 3/8": 5@100,  
Rto.@250

**Figura 6.19 Armado de columna C-1**

## 6.6 Diseño de placas

Las placas o muros de corte sufren el efecto de cargas axiales, momentos flectores y fuerza cortante. En el dimensionamiento de los muros se deberá tener cuidado con los extremos del muro, ya que estas zonas recibirán los mayores esfuerzos.

### 6.6.1 Diseño por flexocompresión

De la misma forma que el diseño de columnas, se determinara el diagrama de interacción donde se verificara que los puntos de las combinaciones de diseño ( $M_u$ ,  $P_u$ ) se encuentre dentro de la curva que represente los valores resistentes.

Se utilizará la siguiente expresión para determinar un área de acero inicial:

$$M_u = \phi A_s f_y (0.8L)$$

Además, se comprobará si se necesita los elementos de borde (en las zonas de compresión) con la siguiente formula:

$$c \geq \frac{l_m}{600 \left( \frac{\delta u}{h_m} \right)} \quad (6.14)$$

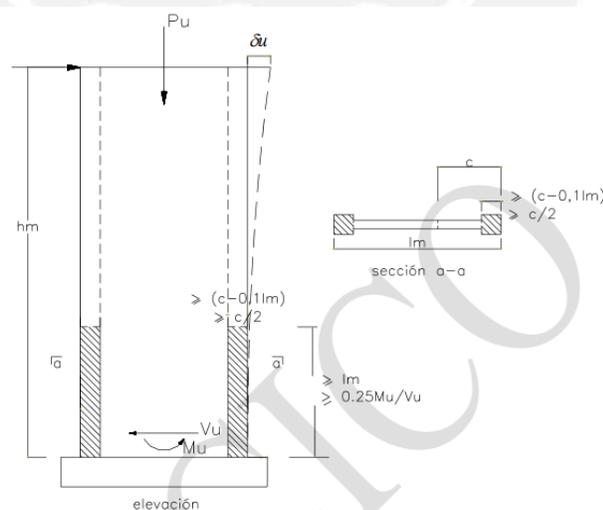
Donde:

$c$ : Profundidad del eje neutro

$l_m$ : longitud del muro en el plano horizontal

$h_m$ : altura total del muro

$\delta u$ : desplazamiento lateral inelástico producido por el diseño en el nivel más alto del muro



**Figura 6.20 Elementos confinados de borde en muros**

## 6.6.2 Diseño por cortante

Los muros de corte se diseñarán considerando lo siguiente:

$$V_n = V_c$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_n \leq 2.6\sqrt{f'_c} * t * d$$

Las secciones críticas se encuentran a B/2 o L/2 de la base menor.

Además, la fuerza cortante obtenida del análisis estructural se deberá corregir para que la falla por corte no se produzca antes que la falla por flexocompresión o flexión.

El cortante de diseño tendrá la siguiente expresión:

$$V_u \geq V_{ua} * \frac{M_{ur}}{M_{ua}} \quad (6.15)$$

Donde:

$V_{ua}$  = Cortante último proveniente del análisis

$M_{ua}$  = Momento último proveniente del análisis

$M_{ur}$  = Momento Nominal de la sección, asociada a  $P_u$ , obtenido con el refuerzo realmente colocado

La Norma permite un valor aproximado de "d" igual a 0.8L

La resistencia al corte del concreto se determina con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * t * d \quad (6.16)$$

### Refuerzo horizontal por corte

En el caso de que  $V_u$  exceda a  $\phi V_c$ , se deberá colocar refuerzo horizontal por corte. El área del refuerzo se calculará de la siguiente forma:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

Además, se deberá cumplir las siguientes condiciones:

La cuantía  $\rho_h$  del refuerzo horizontal por corte debe ser mayor o igual a 0.0025

El espaciamiento de refuerzo no exceder los siguientes valores: L/5, 3t y 45cm

### Refuerzo vertical por corte

La cuantía del refuerzo vertical debe ser mayor o igual a:

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

El espaciamiento del refuerzo vertical no deberá ser mayor a los siguientes valores: L/3, 3t y 45cm

En caso  $V_u$  sea menor que  $0.5\phi V_c$  las cuantías de refuerzo horizontal y vertical se podrán definir de la siguiente forma:

$$\rho_h > 0.0020$$

$$\rho_v > 0.0015$$

### 6.6.3 Ejemplo de diseño de una placa

Como ejemplo se diseñará la placa 2 del 1° piso

#### Propiedades de la sección

Placa		
Ly	400	cm
t	25	cm

hm	15.6	m
Lm	2.4	m
h/Lm	6.5	

#### Cuantía mínima

$\rho_v$	0.0025	6.25	cm <sup>2</sup>
$\rho_h$	0.0025	6.25	cm <sup>2</sup>

Se asumirá 12  $\Phi 3/4"$  (en los núcleos) y una malla  $\Phi 3/8"@20$

Fuerzas obtenidas del programa:

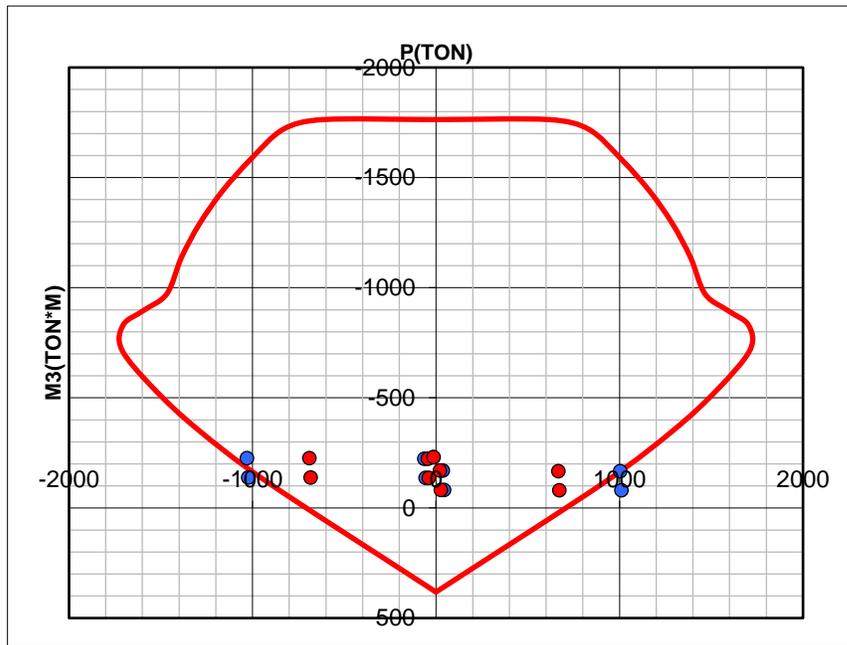
Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
Story1	P2	Dead	Bottom	-121.23	-0.44	-1.13	-0.33	-1.24	-7.05
Story1	P2	Live	Bottom	-35.87	-0.12	-0.30	-0.15	-0.33	-3.22
Story1	P2	EspXX Max	Bottom	-27.23	-6.98	-9.59	-1.41	19.31	-50.45
Story1	P2	EspYY Max	Bottom	-29.18	-132.65	-1.04	-24.20	2.15	-1017.09

Story1	P2	Dead	Top	-113.40	-0.44	-1.13	-0.33	1.71	-5.90
Story1	P2	Live	Top	-35.87	-0.12	-0.30	-0.15	0.45	-2.90
Story1	P2	EspXX Max	Top	27.23	6.98	9.59	1.41	-5.69	32.70
Story1	P2	EspYY Max	Top	29.18	132.65	1.04	24.20	-0.60	678.05

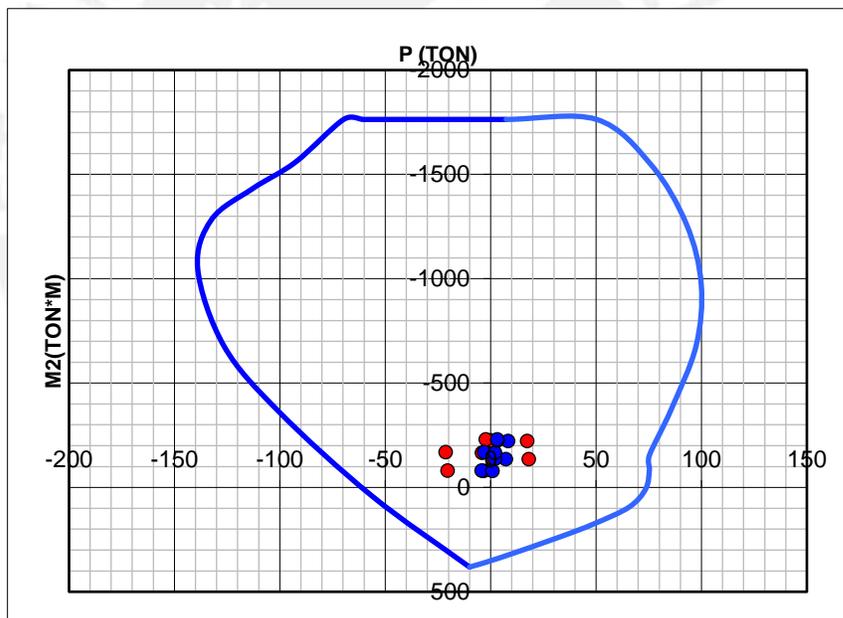
### Diseño por flexocompresión

COMBOS	NOMENC.	P	V2	V3	M2	M3
0.9CM+f.SISXX	MSX MAX	-136.3	-7.4	-10.6	18.2	-56.8
0.9CM-f.SISXX	MSX MIN	-81.9	6.6	8.6	-20.4	44.1
0.9CM+f.SISYY	MSY MAX	-138.3	-133.1	-2.1	1.0	-1023.4
0.9CM-f.SISYY	MSY MIN	-79.9	132.3	0.0	-3.3	1010.7
1.25(CM+CV)+f.SISXX	MVSX MAX	-223.6	-7.7	-11.4	17.4	-63.3
1.25(CM+CV)-f.SISXX	MVSX MIN	-169.1	6.3	7.8	-21.3	37.6
1.25(CM+CV)+f.SISYY	MVSY MAX	-225.6	-133.4	-2.8	0.2	-1029.9
1.25(CM+CV)-f.SISYY	MVSY MIN	-167.2	131.9	-0.7	-4.1	1004.3
1.4CM+1.7CV	MV	-230.7	-0.8	-2.1	-2.3	-15.4

COMBOS	NOMENC.	P	V2	V3	M2	M3
0.9CM+f.SISXX	MSX MAX	-81.9	6.6	8.6	-4.1	27.4
0.9CM-f.SISXX	MSX MIN	-136.3	-7.4	-10.6	7.2	-38.0
0.9CM+f.SISYY	MSY MAX	-79.9	132.3	0.0	0.9	672.7
0.9CM-f.SISYY	MSY MIN	-138.3	-133.1	-2.1	2.1	-683.4
1.25(CM+CV)+f.SISXX	MVSX MAX	-169.1	6.3	7.8	-3.0	21.7
1.25(CM+CV)-f.SISXX	MVSX MIN	-223.6	-7.7	-11.4	8.4	-43.7
1.25(CM+CV)+f.SISYY	MVSY MAX	-167.2	131.9	-0.7	2.1	667.1
1.25(CM+CV)-f.SISYY	MVSY MIN	-225.6	-133.4	-2.8	3.3	-689.0
1.4CM+1.7CV	MV	-230.7	-0.8	-2.1	3.2	-13.2



**Figura 6.21 Diagrama de interacción en el eje principal**



**Figura 6.22 Diagrama de interacción en el eje secundario**

Como se puede observar en los diagramas de interacción de diseño, la cuantía seleccionada es suficiente para cumplir los requerimientos de las combinaciones de diseño.

## Diseño por corte

Se calculará el cortante de diseño  $V_u$  con lo descrito en 6.6.2

## Verificación del cortante máximo

Piso	$V_c$	$\Phi V_c/2$	$P_u$	$M_n$	$M_{ua}$	$M_n/M_{ua}$	$f$	$V_u$	$V_{ua}$	$V_{max}$
1	20.94	8.90	225.6	1430	1029.9	1.39	1.39	133.4	185.22	256.21

## Selección del refuerzo horizontal

$P_u/Ag$	$0.1f'_c$	$V_s$	$A_v(\Phi)$	$A_v$	$s$	$s$ escogido	#fierros	$A_v(\text{cm}^2/\text{m})$	$\rho_{hallado}$	$\rho_{min}$
22.56	21	193.28	$2\Phi 1/2''$	2.58	17.94	20	3.333	8.6	0.0052	0.0020

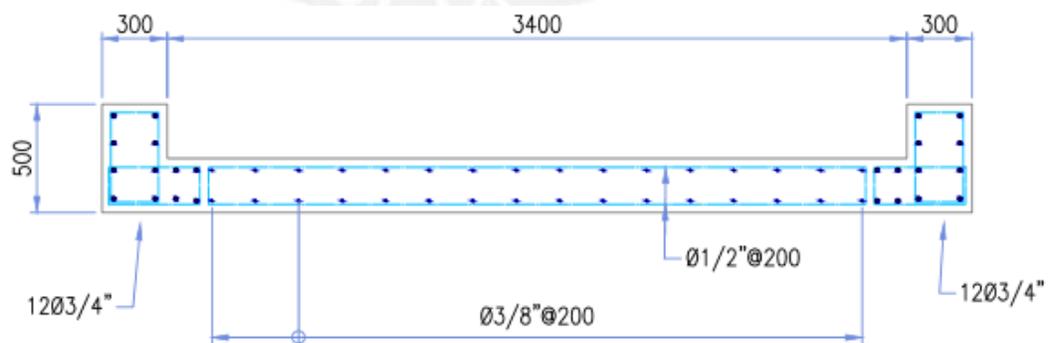
## Requisitos del capítulo 21

Espaciamiento del Refuerzo Horizontal			
$s \leq$	$L/5$	80	cm
	$3t$	75	cm
	40cm		

Espaciamiento del Refuerzo Vertical			
$s \leq$	$L/3$	133.33	cm
	$3t$	75	cm
	40cm		

Se seleccionará estribos de  $1/2'' @ 20\text{cm}$ .

En conclusión, se seleccionará el armado mostrado en la figura 6.23



**Figura 6.23 Diseño de Placa F7**

## 6.7 Diseño de Cimentaciones

Las cimentaciones son los elementos estructurales que transmiten la carga, que existe en la columna o muro de corte, al suelo

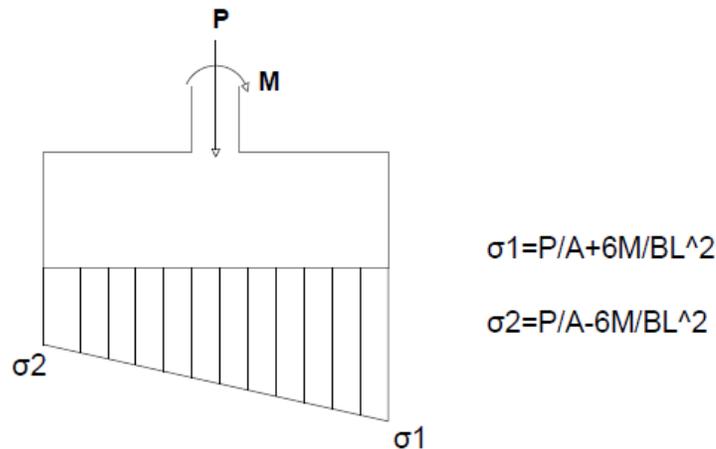
### 6.7.1 Diseño de una zapata aislada

En primer lugar, se comprobará que los esfuerzos que se han generado por las cargas no superen a la presión admisible del terreno.

Se tendrá en cuenta los siguientes aspectos:

- La capacidad admisible del suelo es  $4\text{kg/cm}^2$
- Se considerará un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de carga cuando intervengan cargas temporales.
- Profundidad de la cimentación 1.5m
- Se evaluarán los esfuerzos sobre el terreno debido a las cargas y momentos actuantes. Esta verificación se realizará tanto para cargas de gravedad como sismo.

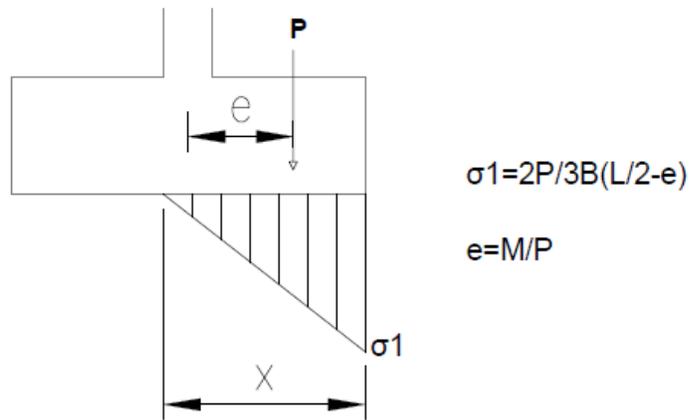
$$\sigma = \frac{P}{BL} \pm \frac{6Mx}{BL^2} \pm \frac{6My}{B^2L} \leq \sigma_{adm} \quad (6.17)$$



**Figura 6.24 Presiones en la cimentación**

- Se deberá comprobar si existen esfuerzos de tracción. Esto no es físicamente posible, porque no hay nada que una al suelo con la zapata. De ser el caso, se deberá redistribuir las presiones. Se calcula la presión ejercida por el terreno con la siguiente fórmula:

$$\sigma_t = \frac{2P}{3\left(\frac{L}{2} - e\right)B} \quad (6.18)$$



**Figura 6.25 Presiones en la cimentación cuando se presenta tracción**

- Asimismo, se verificará, como se especifica en la referencia [7], si la presión admisible del terreno es suficiente para tolerar los esfuerzos que se presentan en las cimentaciones aisladas.

Se calculará el esfuerzo en el terreno con la siguiente formula:

$$q = qp \times C2$$

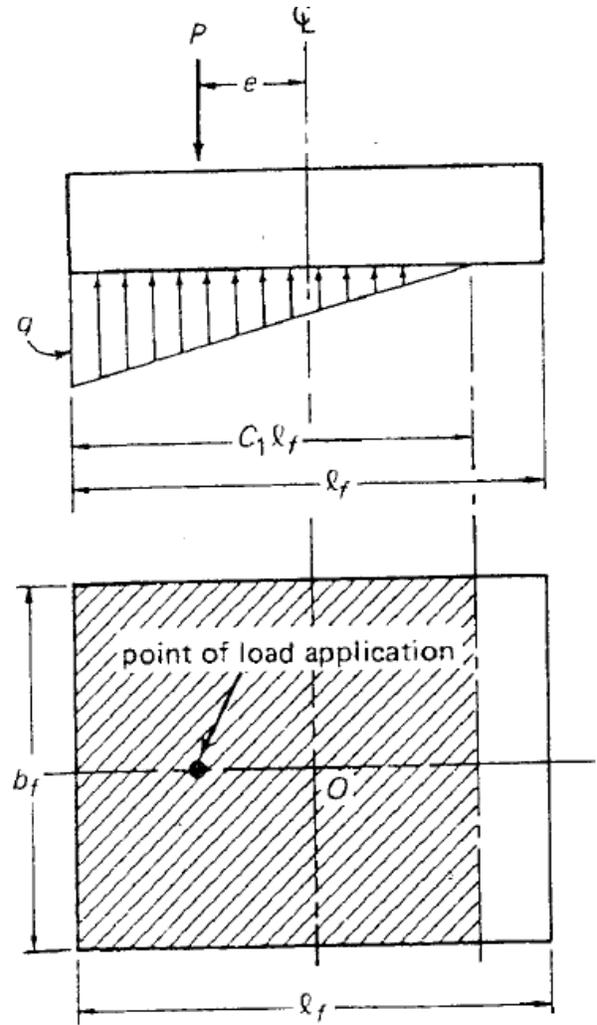
Donde:

$$qp = P/Af$$

$$Af = lf \times bf$$

$$e = M/P$$

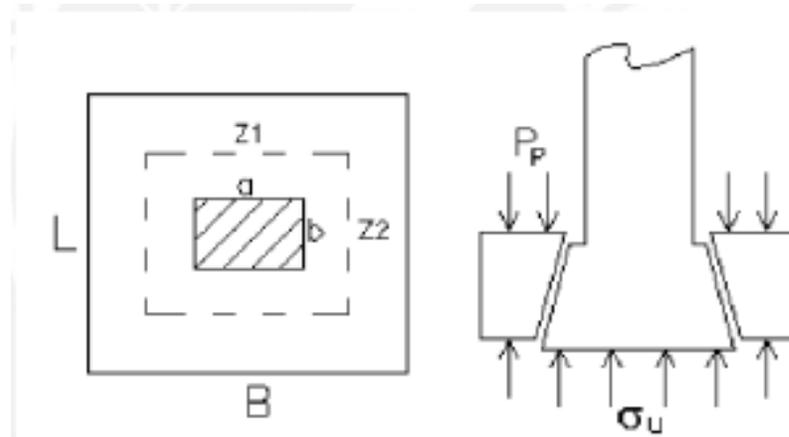
$e/l_f$	$C_1$	$C_2$
0.000	—	1.000
0.025	—	1.150
0.050	—	1.300
0.075	—	1.450
0.100	—	1.600
0.125	—	1.750
0.150	—	1.900
0.167	1.000	2.000
0.175	0.975	2.051
0.200	0.900	2.222
0.225	0.825	2.424
0.250	0.750	2.667
0.275	0.675	2.962
0.300	0.600	3.333
0.325	0.525	3.809
0.333	0.500	4.000
0.350	0.450	4.444
0.375	0.375	5.333
0.400	0.300	6.667
0.425	0.225	8.889
0.450	0.150	13.333
0.475	0.075	26.667
0.500	0.000	$\infty$



**Figura 6.26** Calculo de valores de factores "C1" y "C2"

Luego de haber comprobado que el suelo es capaz de soportar los esfuerzos que se generan, se hallaran las combinaciones últimas de las cargas y momentos actuantes. Se trabajará con el caso más crítico y se realizará la verificación por punzonamiento y cortante

La verificación por punzonamiento se realizará a  $d/2$  de la cara de la columna o muro con la presión crítica determinada anteriormente. De esta forma, se hallará el peralte "d" que cumpla con este requerimiento.



**Figura 6.27 Punzonamiento en zapata aislada**

$$A_o = (a + d)x(b + d)$$

$$b_o = 2(a + b + 2d)$$

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

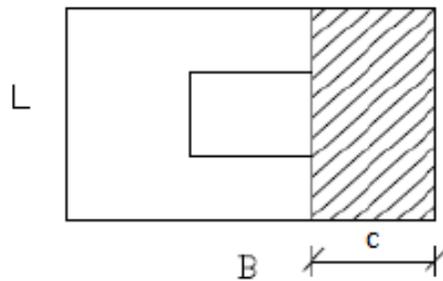
$$V_c = 1.06x\sqrt{210}x b_o x d \quad (6.19)$$

Posteriormente, se verificará el peralte calculado previamente con el diseño por corte. Por recomendación de especialistas en diseño, el peralte mínimo en zapatas que se utilizará será 0.60m. La resistencia al corte se expresa en la siguiente formula:

$$V_c = 0.53x\sqrt{210}xBxd$$

Por último, se realizará el diseño por flexión. El momento último se calculará con la siguiente expresión:

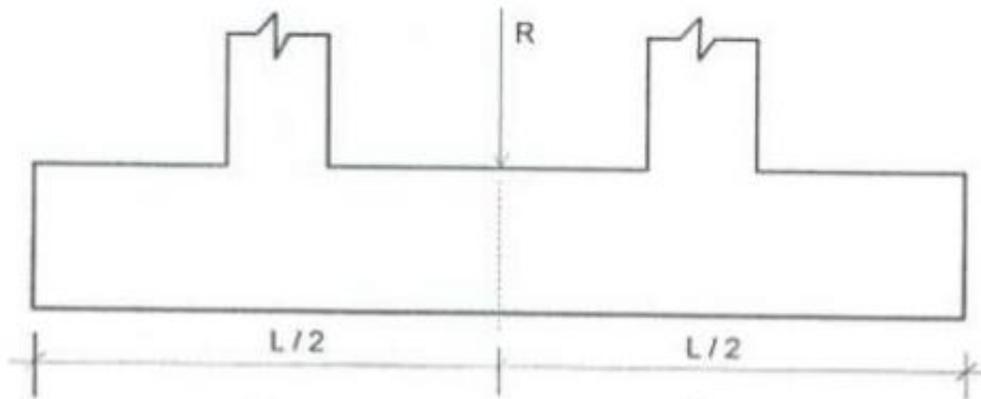
$$M_u = \sigma_u B x \frac{c^2}{2} \quad (6.20)$$



**Figura 6.28 Momento flector en la zapata**

### 6.7.2 Diseño de zapata combinada

Este tipo de diseño ocurre cuando se decide tener una sola zapata para dos o más columnas en la misma dirección. El comportamiento de la zapata combinada es similar al de una viga apoyada en dos columnas, con dos volados en los extremos y que recibe una carga distribuida.

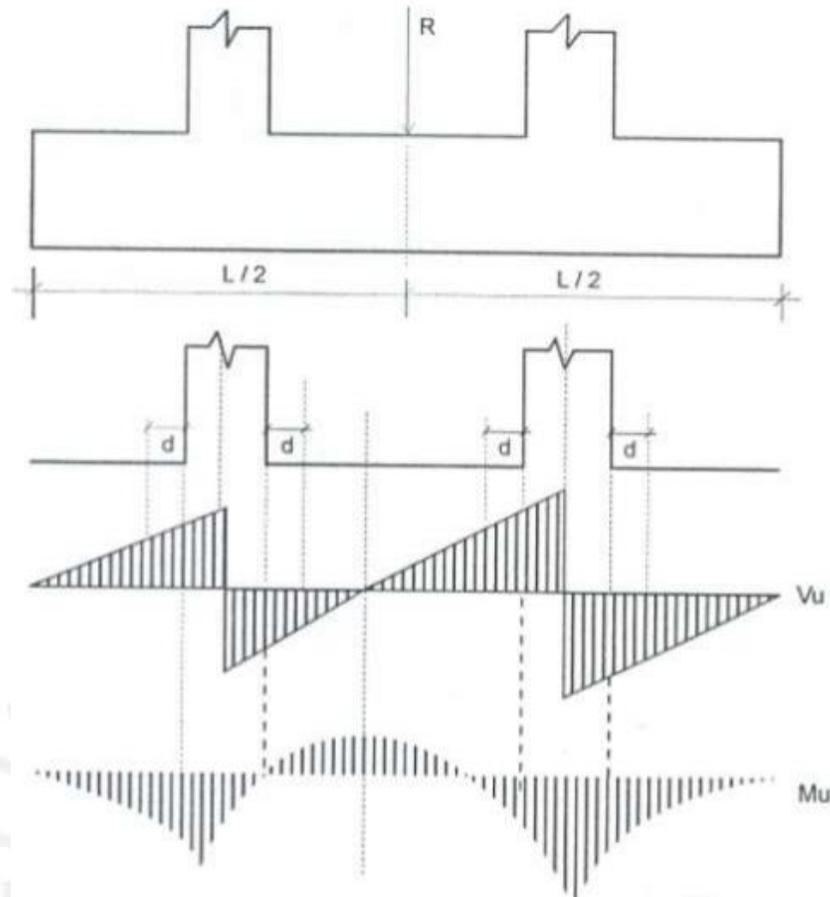


**Figura 6.29 Zapata combinada**

Se recomienda tratar de ubicar la resultante de las cargas en el punto medio de la zapata.

La comprobación por punzonamiento y cortante en los volados se realizará de la misma forma que en una zapata aislada.

En la dirección corta se realizará el diseño por flexión similar a lo visto en zapatas aisladas. En el caso, de la dirección larga se modelará a la zapata como una viga. Con los momentos obtenidos se calculará la cantidad de acero necesaria.



**Figura 6.30** Diseño por flexión y cortante en la dirección larga

### 6.7.3 Ejemplo de diseño de zapata aislada

#### Dimensiones de la columna

$L_c$	0.5	m
$B_c$	0.25	m

#### Especificaciones técnicas de la zapata

$f_c$	210	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$q_a$	4	kg/cm <sup>2</sup>
Prof. Cime	1.5	m

#### Dimensiones de la zapata

$L$	1.5	m
$B$	1.5	m

### Fuerzas obtenidas del programa

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	C-1111	Dead	Bottom	-54.35	-0.32	-0.13	0.00	-0.10	-0.27
Story1	C-1111	Live	Bottom	-23.15	-0.20	-0.05	0.00	-0.04	-0.17
Story1	C-1111	Esp xx Dis	Bottom	-4.11	-0.06	-1.14	0.00	1.66	-0.08
Story1	C-1111	Esp yy Dis	Bottom	-12.31	-1.09	-0.35	-0.01	0.34	-1.59

### Verificación por cargas de gravedad

$\sigma_1$	36.37	tn/m <sup>2</sup>
$\sigma_2$	37.95	tn/m <sup>2</sup>

$\sigma_3$	36.87	tn/m <sup>2</sup>
$\sigma_4$	38.46	tn/m <sup>2</sup>

### Verificación por cargas de sismo

Caso más crítico

$\sigma_1$	28.54	tn/m <sup>2</sup>
$\sigma_2$	29.94	tn/m <sup>2</sup>

$\sigma_3$	28.92	tn/m <sup>2</sup>
$\sigma_4$	30.32	tn/m <sup>2</sup>

Los esfuerzos máximos permitidos son los siguientes:

$\sigma$ gravedad	40	tn/m <sup>2</sup>
$\sigma$ sismo	52	tn/m <sup>2</sup>

Por lo tanto, se cumplen ambos casos.

### Verificación por punzonamiento

d	0.5	m
---	-----	---

Ao	0.75	
bo	3.50	
Vu	92.30	tn
$\phi V_c$	228.49	tn

## Verificación por corte

Dirección larga

$V_u$	0	tn
$\phi V_c$	32.64	tn

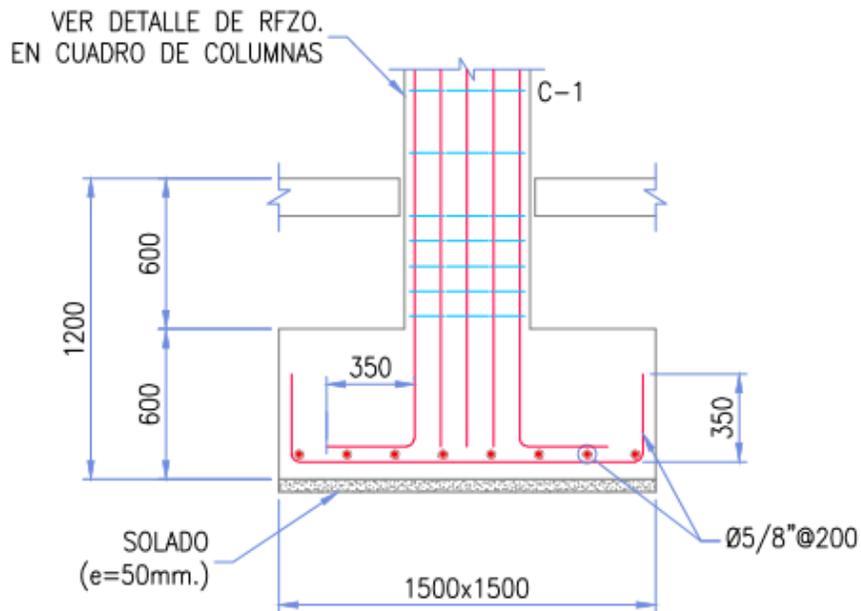
Dirección corta

$V_u$	7.69	tn
$\phi V_c$	32.64	tn

## Diseño por flexión

$M_u(\text{tnm})$	$M_n$	a	c	$A_s(\text{cm}^2)$
7.69	8.55	0.97	1.14	4.11

Se seleccionará  $\phi 5/8 @ 20\text{cm}$



**Figura 6.31 Armado zapata aislada**

#### 6.7.4 Ejemplo de diseño de zapata combinada

##### Dimensiones de la columna

Lc	0.5	m
Bc	0.5	m

##### Dimensiones de la placa

De dimensión variable

##### Especificaciones técnicas de la zapata

fc	210	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
qa	4	kg/cm <sup>2</sup>
Prof. Cime	1.5	m

##### Dimensiones de la zapata

B	4.75	m
L	5.1	m
hz	0.8	m

##### Fuerzas obtenidas del programa

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	C-2	Dead	Bottom	-32.31	0.83	-0.16	0.00	-0.16	0.67
Story1	C-2	Live	Bottom	-6.15	0.26	-0.03	0.00	-0.03	0.21
Story1	C-2	Esp XX Max	Bottom	-38.54	-0.33	-3.63	-0.03	5.15	-0.41
Story1	C-2	Esp YY Max	Bottom	-19.30	-2.17	-0.35	-0.02	0.50	-4.00

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	P10	Dead	Bottom	-50.21	-1.09	0.00	-0.04	-0.01	-0.27
Story1	P10	Live	Bottom	-9.51	-0.38	-0.01	-0.01	-0.01	-0.02
Story1	P10	Esp XX Max	Bottom	-95.92	-57.79	-0.35	-0.25	0.38	-146.41
Story1	P10	Esp YY Max	Bottom	-17.75	-5.46	-1.62	-0.08	4.05	-13.44

## Verificación por cargas de gravedad

Análisis en X (L)

$\sigma_{x1}$	4.51	tn/m <sup>2</sup>
$\sigma_{x2}$	4.40	tn/m <sup>2</sup>

Análisis en Y (B)

$\sigma_{y1}$	4.47	tn/m <sup>2</sup>
$\sigma_{y2}$	4.45	tn/m <sup>2</sup>

## Verificación por cargas de sismo

Análisis en X (L)

$\sigma_{x1}$	45.03	tn/m <sup>2</sup>
$\sigma_{x2}$	14.79	tn/m <sup>2</sup>

Análisis en Y (B)

$\sigma_{y1}$	45.52	tn/m <sup>2</sup>
$\sigma_{y2}$	18.35	tn/m <sup>2</sup>

Caso más crítico

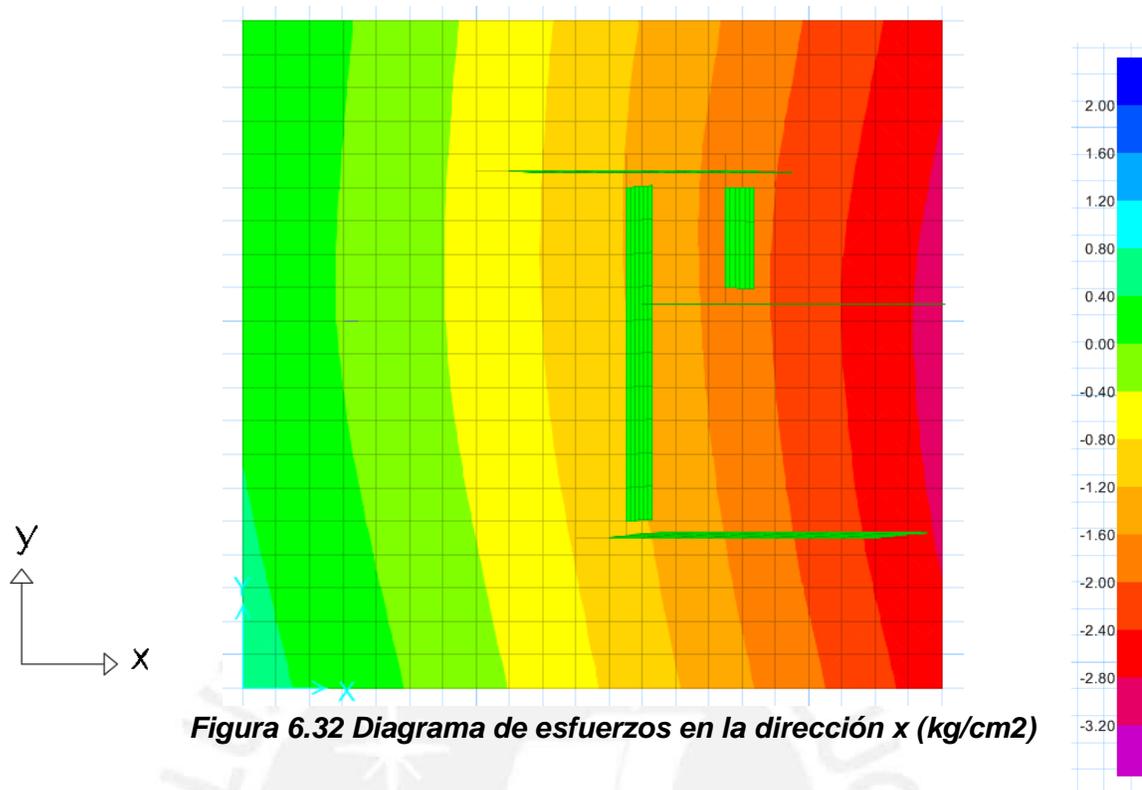
$\sigma_1$	28.54	tn/m <sup>2</sup>
$\sigma_2$	29.94	tn/m <sup>2</sup>

$\sigma_3$	28.92	tn/m <sup>2</sup>
$\sigma_4$	30.32	tn/m <sup>2</sup>

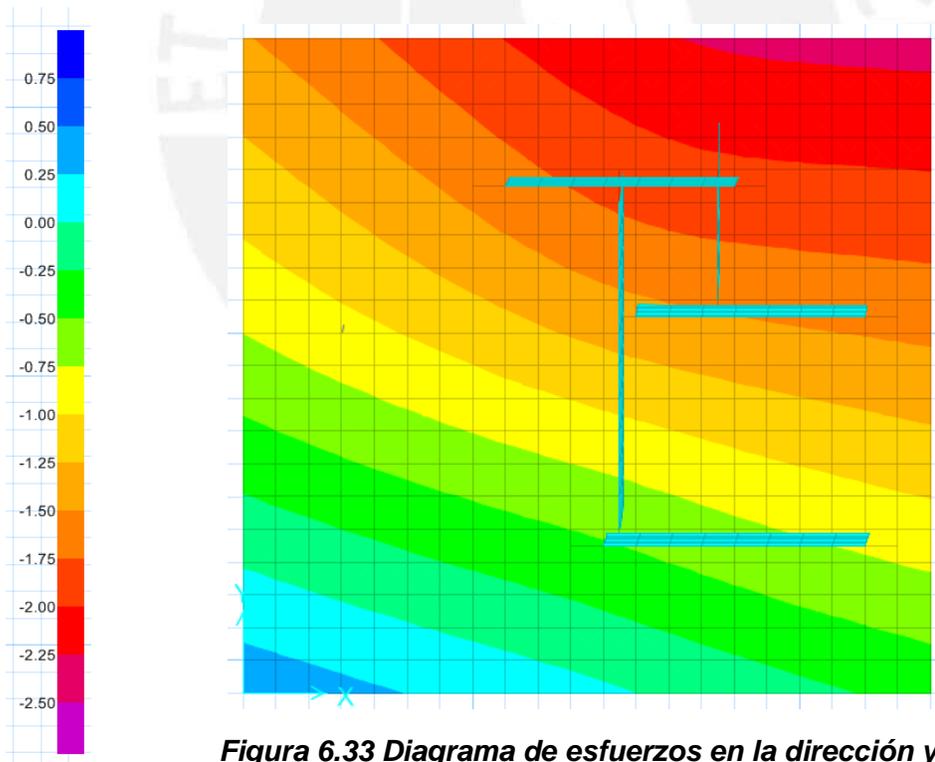
Asimismo, se realizó un análisis de elementos finitos en el programa SAFE 2014, debido a la forma irregular de la placa de ascensor.

A continuación, se muestra los resultados obtenidos del modelo:

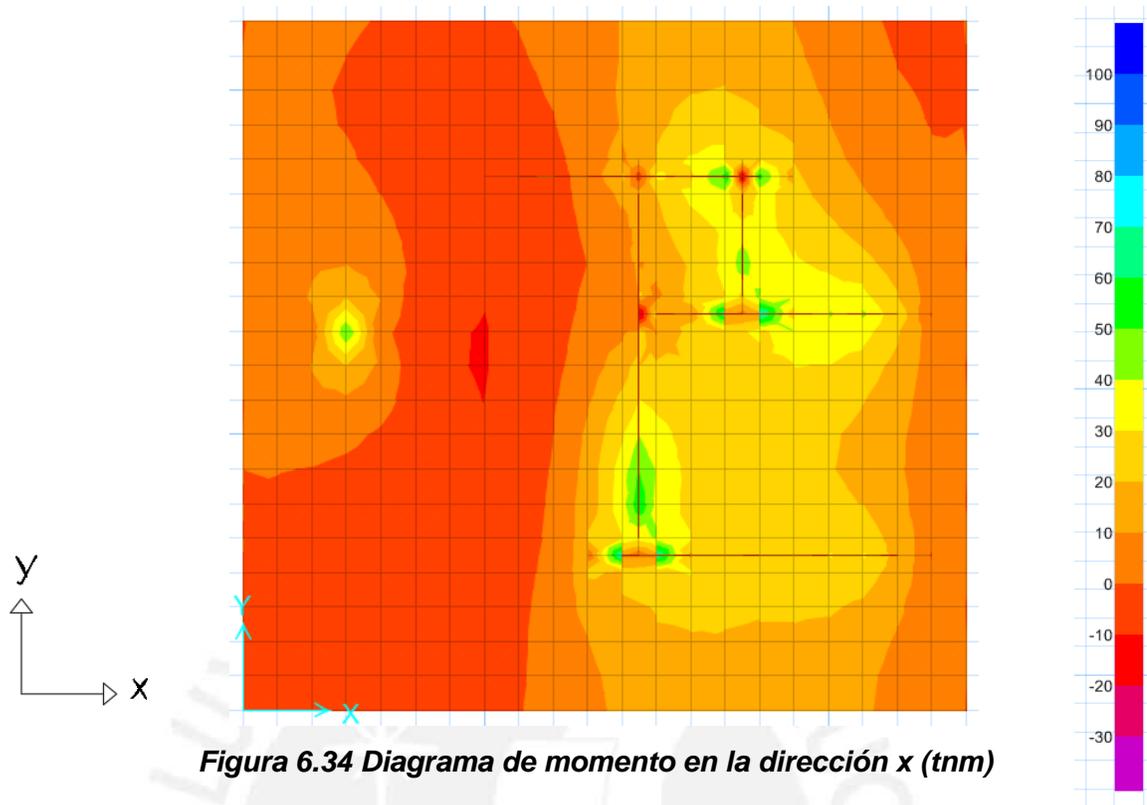
En las figuras 6.32 y 6.33 se muestran los esfuerzos que se producen en el terreno. Se puede observar que no se supera el esfuerzo máximo (4kg/cm<sup>2</sup>). Por otro lado, en las figuras 6.34 y 6.35 se observan los momentos flectores producidos con la combinación: 1.25(D+L) +SismoX (caso más crítico).



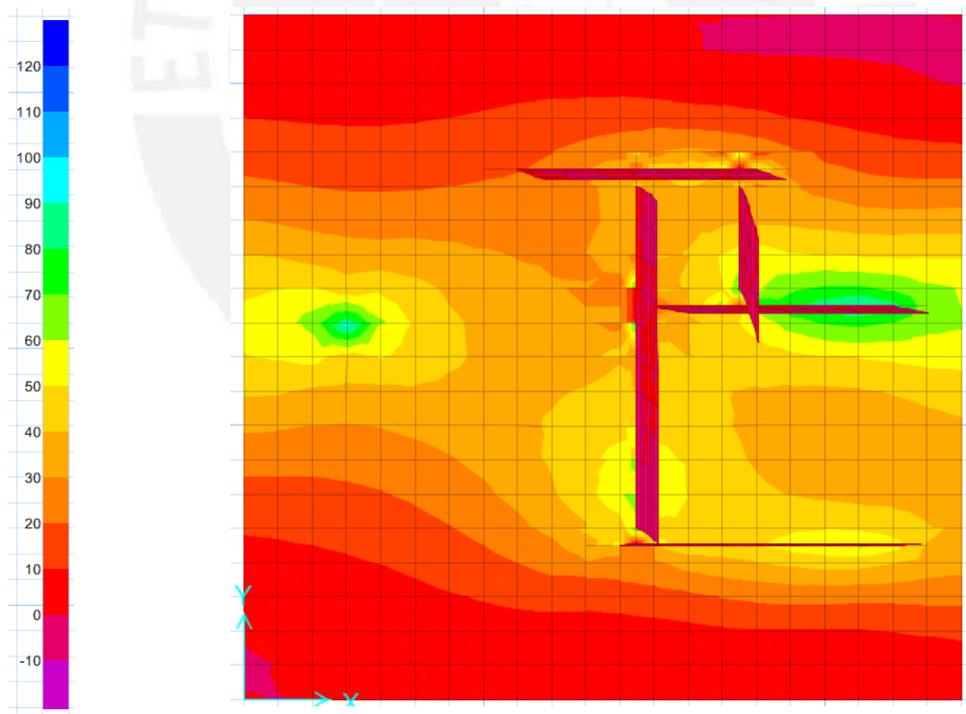
**Figura 6.32 Diagrama de esfuerzos en la dirección x (kg/cm<sup>2</sup>)**



**Figura 6.33 Diagrama de esfuerzos en la dirección y (kg/cm<sup>2</sup>)**



**Figura 6.34 Diagrama de momento en la dirección x (tnm)**



**Figura 6.35 Diagrama de momento en la dirección y (tnm)**

## Verificación por punzonamiento

**P-10**

Ao	7.29
bo	10.8

Vu	15.86	tn
$\phi Vc$	1139.79	tn

**C-2**

Ao	1.44
bo	4.8

Vu	138.93	tn
$\phi Vc$	506.57	tn

## Verificación por corte

Dirección larga

Vu	30	tn
$\phi Vc$	52.77	tn

Dirección corta

Vu	25	tn
$\phi Vc$	52.77	tn

## Diseño por flexión en la dirección larga

fc	210	phi	0.85	As min	12.6	cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>				
b	100	cm				
d	70	cm				

Mu(tnm)	Mn(tnm)]	a(cm)	c(cm)	As(cm <sup>2</sup> )	Es	Es2/Esa
10	11.11	0.89	1.05	3.80	0.20	93.55
65	72.22	6.04	7.11	25.67	0.03	12.64
10	11.11	0.89	1.05	3.80	0.20	93.55

As colo-	12.6	cm <sup>2</sup>
----------	------	-----------------

$\phi 3/8"$	17.75	5.63
$\phi 1/2"$	9.77	10.24
$\phi 5/8"$	6.36	15.71
$\phi 3/4"$	4.42	22.62
$\phi 1"$	2.47	40.48

As colo+	25.67	cm <sup>2</sup>
----------	-------	-----------------

φ3/8"	36.16	2.77
φ1/2"	19.90	5.02
φ5/8"	12.97	7.71
φ3/4"	9.01	11.10
φ1"	5.03	19.87

As colo-	12.6	cm <sup>2</sup>
----------	------	-----------------

φ3/8"	17.75	5.63
φ1/2"	9.77	10.24
φ5/8"	6.36	15.71
φ3/4"	4.42	22.62
φ1"	2.47	40.48

Selección: **Negativo** φ3/4" @ 20cm  
**Positivo** φ1" @ 20cm

### Diseño por flexión en la dirección corta

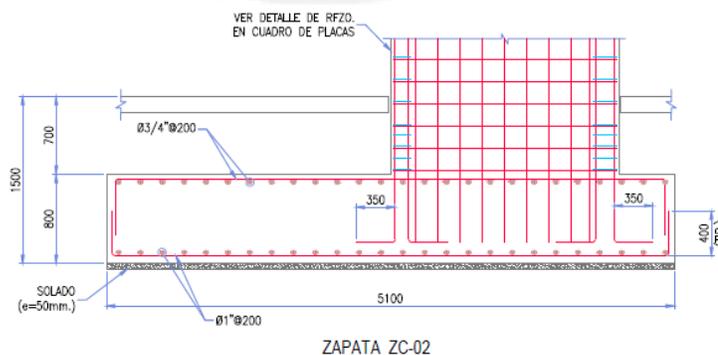
Mu	60	tn.m
----	----	------

Mu(tnm)	Mn(tnm)]	a(cm)	c(cm)	As(cm <sup>2</sup> )	Es	Es2/Esa
150	166.67	14.93	17.57	63.46	0.01	4.26

As colo-	63.46	cm <sup>2</sup>
----------	-------	-----------------

φ3/8"	89.38	1.12
φ1/2"	49.19	2.03
φ5/8"	32.05	3.12
φ3/4"	22.27	4.49
φ1"	6.22	16.07

Selección: **Negativo** φ3/4" @ 20cm  
**Positivo** φ1" @ 20cm



**Figura 6.36 Armado de zapata combinada**

## 6.8 Diseño de otros elementos estructurales

### 6.8.1 Diseño de cisterna y cuarto de bombas

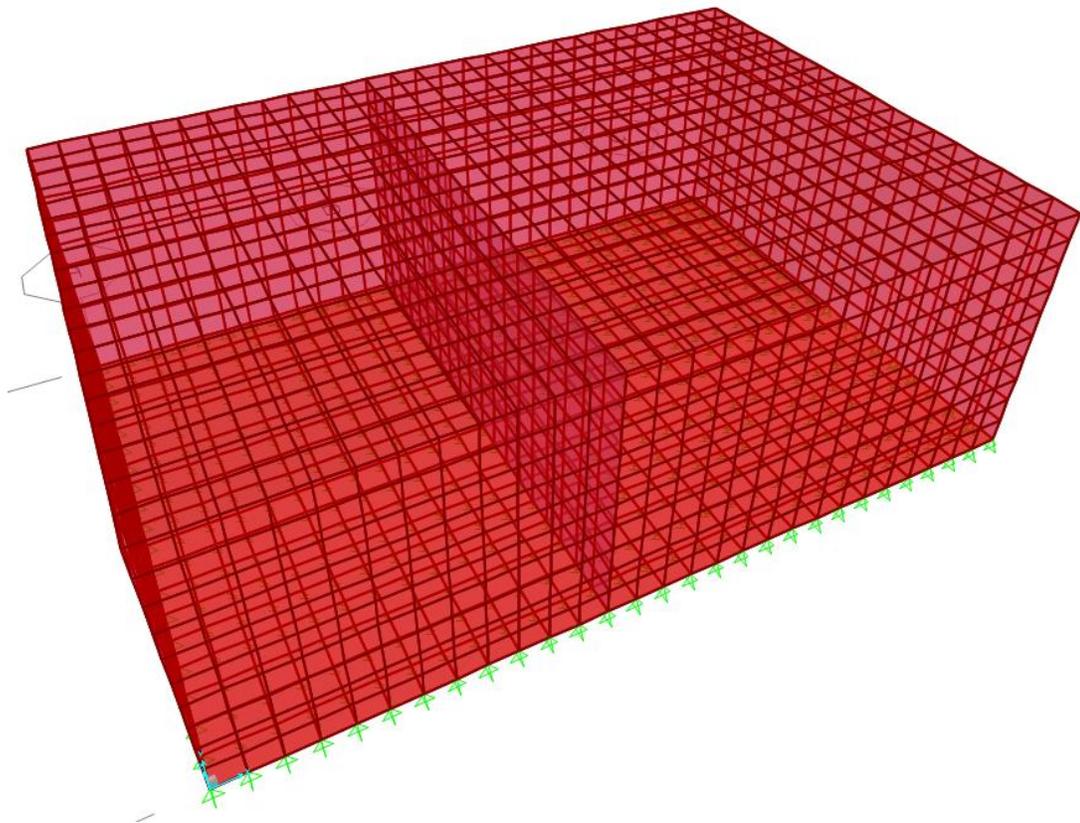
Estos elementos, al estar en contacto con el agua, tienen un diseño especial el cual debe evitar las fisuras que se generen por la impermeabilidad del contenido.

Se realizó un modelo en el programa SAP 2000 de elementos finitos con las siguientes características:

- Se consideró las cargas de empuje del terreno.
- Se analizó el caso más crítico para los muros. El cual ocurre cuando la cisterna no contiene agua.
- Sobre la losa de techo se consideró las cargas del peso propio, piso terminado y sobrecarga.
- Se consideró una conexión monolítica entre los muros y losas.

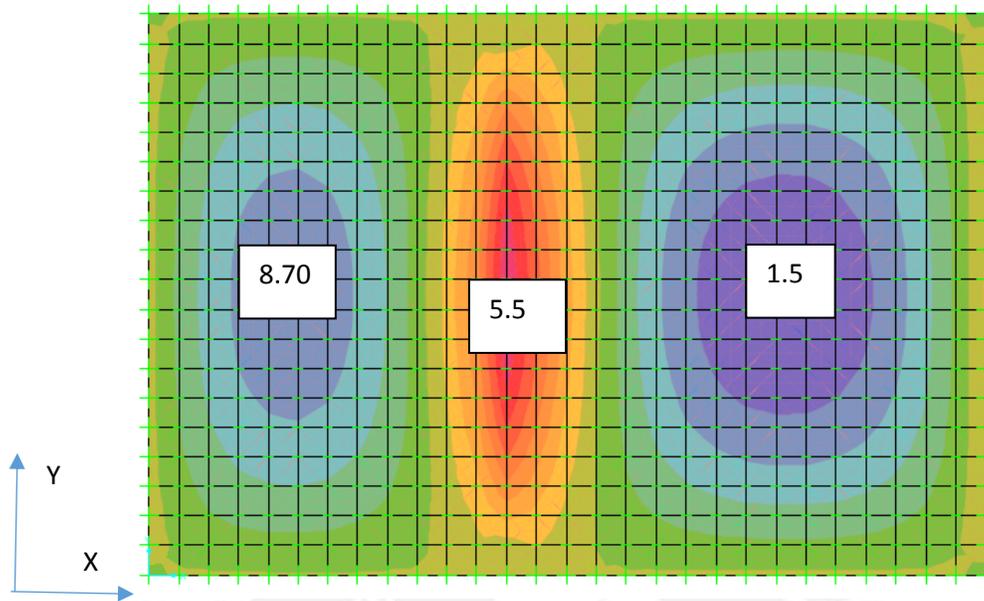
El diseño se dividirá en las siguientes partes:

- Diseño de la losa de piso
- Diseño de los muros
- Diseño de la losa de techo o tapa

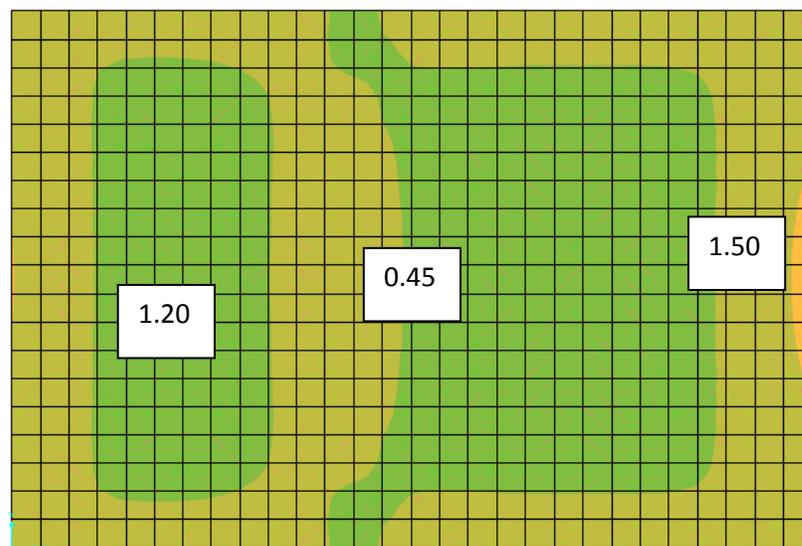


**Figura 6.37 Modelo 3D de la cisterna y el cuarto de bombas**

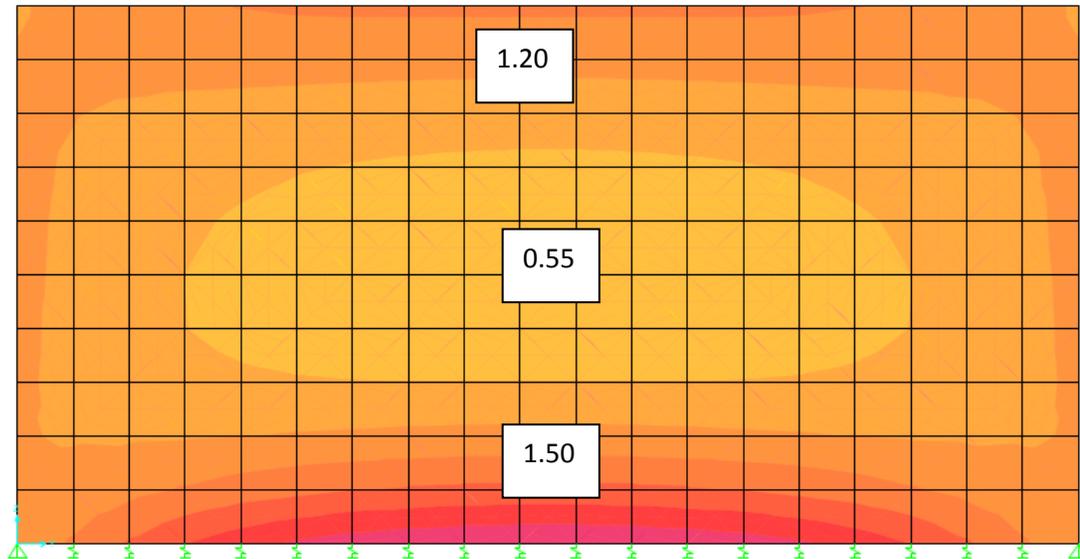
Como ejemplo, en las figuras 6.38, 6.39 y 6.40 se observan los momentos flectores en la dirección x-x de los elementos a diseñar. En los recuadros en blanco se muestra el máximo valor para momento positivo y negativo. A partir de este análisis, se calculó el área de refuerzo necesario.



**Figura 6.38 Diagrama de momento flector de la losa de piso en x-x(tn.m)**



**Figura 6.39 Diagrama de momento flector de la losa de techo en x-x(tn.m)**



**Figura 6.40 Diagrama de momento flector de muros en y-y(tn.m)**

**A) Diseño de losa de piso**

Propiedades de la losa

$f'c$	280	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$b$	100	cm
$h$	35	cm
$d$	31	cm

$A_s$ min	6.30	cm <sup>2</sup>
-----------	------	-----------------

**Diseño por flexión**

Eje X-X

$M_u$	$M_n$	$a$	$c$	$A_s$
8.70	9.67	1.34	1.58	7.59
5.50	6.11	0.84	0.99	4.76
1.50	1.67	0.23	0.27	1.28

$A_{s-}$	7.59	$\Phi 1/2'' @ 20cm$
$A_{s+}$	6.30	$\Phi 1/2'' @ 20cm$
$A_{s-}$	6.30	$\Phi 1/2'' @ 20cm$

Eje Y-Y

Mu	Mn	a	c	As
1.10	1.22	0.17	0.20	0.94
3.90	4.33	0.59	0.70	3.36
1.10	1.22	0.17	0.20	0.94

As-	6.30	<b><math>\Phi 1/2'' @ 20cm</math></b>
As+	6.30	
As-	6.30	

**Diseño por corte**

Vu	12	tn
$\Phi Vc$	23.37	tn
Vs	-13.38	tn
s	-41.47	cm

**B) Diseño de muros (caso más crítico)**

f'c	280	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
b	100	cm
h	20	cm
d	16	cm

As min	3.60	cm <sup>2</sup>
--------	------	-----------------

Eje X-X

Mu	Mn	a	c	As
1.20	1.33	0.35	0.42	2.01
0.45	0.50	0.13	0.16	0.75
1.50	1.67	0.44	0.52	2.52

As-	3.60	<b><math>\Phi 3/8'' @ 20cm</math></b>
As+	3.60	
As-	3.60	

Eje Z-Z

Mu	Mn	a	c	As
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.20	1.33	0.35	0.42	2.01
1.50	1.67	0.44	0.52	2.52

As-	3.60	<b><math>\Phi 3/8'' @ 20cm</math></b>
As+	3.60	
As-	3.60	

Diseño por corte

Vu	7	tn
$\Phi Vc$	12.06	tn
Vs	-5.95	tn
s	-48.08	cm

C) Diseño de losa de techo

f'c	280	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
b	100	cm
h	20	cm
d	16	cm

As min	3.60	cm <sup>2</sup>
--------	------	-----------------

Eje X-X

Mu	Mn	a	c	As
1.20	1.33	0.35	0.42	2.01
0.55	0.61	0.16	0.19	0.91
1.50	1.67	0.44	0.52	2.52

As-	3.60	<b><math>\Phi 3/8'' @ 20cm</math></b>
As+	3.60	
As-	3.60	

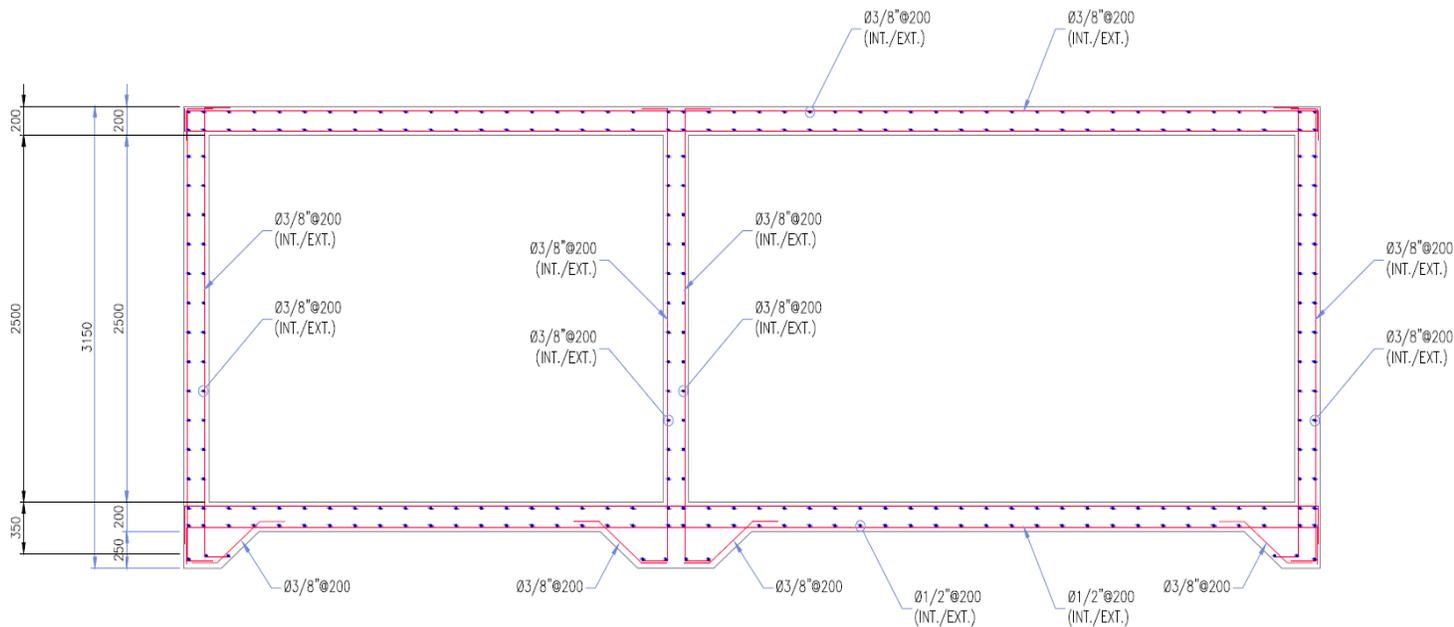
### Eje Y-Y

Mu	Mn	a	c	As
1.42	1.58	0.42	0.49	2.38
0.56	0.62	0.16	0.19	0.93
1.42	1.58	0.42	0.49	2.38

As-	3.60	$\Phi 3/8'' @ 20cm$
As+	3.60	$\Phi 3/8'' @ 20cm$
As-	3.60	$\Phi 3/8'' @ 20cm$

### Diseño por corte

Vu	2	tn
$\Phi Vc$	12.06	tn
Vs	-11.84	tn
s	-24.18	cm



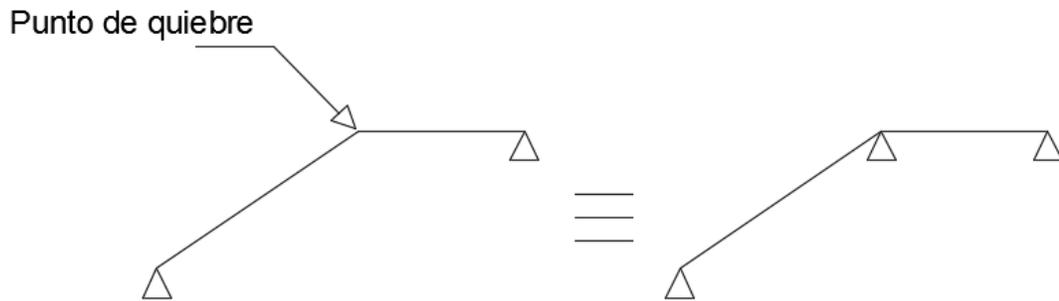
**Figura 6.41 Armado de Cisterna**

### 6.8.2 Diseño de escalera

Estos elementos estructurales trabajan como una losa armada en una dirección. Se realizará un modelo en el programa SAP 2000.

Se tendrá en cuenta los siguientes aspectos:

- Los descansos se apoyan sobre placas. Por lo tanto, no se considerará el caso de apoyo deslizante.
- Se comparará los resultados de momentos flectores obtenidos del programa con los siguientes cálculos rápidos  $M_+ = 1/8wl^2$  y  $M_+ = 1/9wl^2$  (si se considera restricción en los apoyos).
- Los puntos de quiebre, que tienen sentido contrario a la deformación, se consideraran como apoyos ficticios (lo cual generara momentos negativos).



**Figura 6.42 Escalera - punto de quiebre**

#### Ejemplo de diseño del 1° tramo

Propiedades de la sección

$f_c$	210	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$b$	100	cm
$d$	14	cm

#### Diseño por flexión

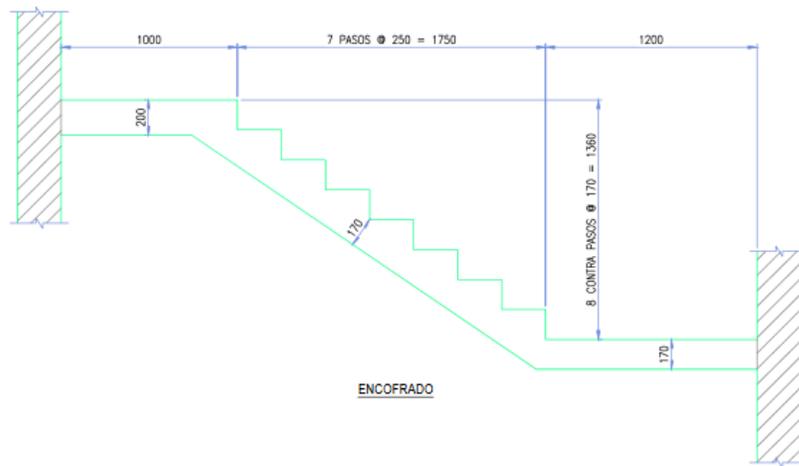
$M_u$	$M_n$	$a$	$c$	$A_s$
0	0.00	0.00	0.00	0.00
0.74	0.82	0.33	0.39	1.42
0.65	0.72	0.29	0.34	1.24
0	0.00	0.00	0.00	0.00
0.59	0.66	0.26	0.31	1.13

Ascol-	2.52	$\Phi 3/8" @ 20cm$
--------	------	--------------------

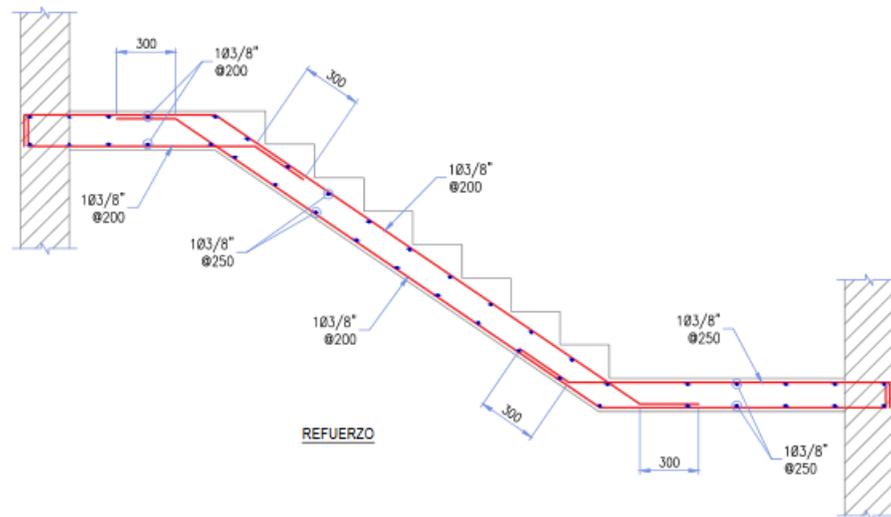
Ascol+	2.52	$\Phi 3/8'' @ 20cm$
Ascol-	2.52	$\Phi 3/8'' @ 20cm$
Ascol+	2.52	$\Phi 3/8'' @ 20cm$
Ascol-	2.52	$\Phi 3/8'' @ 20cm$

### Diseño por corte

$V_u$	2.25	tn
$\phi V_c$	11.83	tn



**Figura 6.43 Encofrado 2do, 4to, 6to, 8to, 10mo y 12avo Tramo**



**Figura 6.44 Armado 2do, 4to, 6to, 8to, 10mo y 12avo Tramo**

## CONCLUSIONES

### Estructuración y predimensionamiento

- Se ha partido de una arquitectura establecida, la cual se intentó variar lo menos posible. Sin embargo, en algunos casos por requerimientos de rigidez (máximas derivas permitidas por la Norma), fue necesario realizar algunas modificaciones en los elementos estructurales verticales (columnas y placas).
- El sistema estructural asumido en ambos bloques fue correcto. El porcentaje de fuerza cortante que obtienen los muros estructurales en el bloque 1 son 78% en la dirección x y 89% en la dirección Y. Asimismo, en el bloque 2 se obtuvo los siguientes resultados: 81% en la dirección x y 83% en la dirección Y.

### Metrado de cargas y análisis de cargas verticales

- Se realizó comparaciones entre los metrados de cargas realizados manualmente y los resultados obtenidos por el programa ETABS. Los resultados fueron similares en la mayoría de los casos. Las principales diferencias se dan en el metrado de vigas debido a que el peso de la tabiquería se colocó de forma simplificada en el modelo.

### Análisis sísmico

- Los periodos de vibración fundamentales del edificio son los siguientes:  
Bloque 1: En la dirección X 0.26seg y en la dirección Y 0.18seg  
Bloque2: En la dirección X 0.3seg y en la dirección Y 0.27seg  
Estos resultados son congruentes con la estructuración del edificio, ya que debido a la densidad de muros de corte es bastante rígido.
- Se cumplió con todos los requisitos de la Norma E030 y se espera que el edificio tenga un buen funcionamiento ante un evento sísmico.

### Diseño

- En algunos casos, el diseño de columnas lo gobernó las cargas del último piso, debido a que los puntos que representan las combinaciones de diseño son más críticos para una carga axial menor (ver figura 6.17).
- En la mayoría de casos se utilizó la cuantía mínima (1%) en el diseño de columnas, debido a que las cargas de corte obtenidas fueron reducidas. Esto se explica en la gran densidad de muros de corte que presenta el edificio, los cuales absorben gran parte de la fuerza cortante.
- En el diseño de zapatas aisladas y combinadas se verificó que, para algunos casos, con un peralte menor al elegido sería suficiente para que el elemento no falle por corte ni punzonamiento. Sin embargo, se está teniendo en cuenta la longitud de anclaje en tracción y compresión que necesitan los fierros longitudinales de las columnas y placas.

## Referencias Bibliográficas

1. OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO  
2003 Apuntes del Curso de Concreto Armado. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial
2. SAN BARTOLOMÉ RAMOS, Ángel  
1998 Análisis de Edificios. Primera edición. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial
3. HARSEM, Teodoro  
2005 Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Cuarta edición, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial
4. MUÑOZ PELAEZ, Alejandro  
2004 Apuntes del Curso Ingeniería Antisísmica 1. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial
5. BLANCO VELASCO, Antonio  
1997 Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Tercera edición, Lima: Colegio de Ingenieros del Perú
6. ILDENFOSO, Gian  
2014 Diseño Estructural de un Edificio de Viviendas en Concreto Armado con un Sótano y Seis Pisos, Ubicado en Miraflores. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial
7. FINTEL, Mark  
1985 Handbook of concrete engineering, Second edition. New York: Van Nostrand
8. NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.020 - Cargas  
2006 Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO,2006
9. NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.030 – Diseño sismorresistente  
2016 Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO,2016
10. NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.050 – Suelos y cimentaciones  
2006 Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO,2006
11. NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.050 – Concreto armado  
2009 Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO,2009
12. SAFE STANDARD VERSIÓN 2014  
2014 Computers and Structures Inc. Copyright
13. SAP 2000 ADVANCED VERSION 17.0.0.  
2014 Computers and Structures Inc. Copyright

14. ETABS STANDARD VERSION 2013  
2013 Computers and Structures Inc. Copyright

