

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE SIETE PISOS EN LINCE

Tesis para obtener el título profesional de INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Carlos Enrique Cabrera Soriano

ASESOR:

José Alberto Acero Martínez

Lima, Septiembre, 2021

RESUMEN

El trabajo de tesis desarrolla el análisis y diseño estructural de un edificio de siete pisos destinado para viviendas. Ubicado en el distrito de Lince, departamento de Lima, ocupa un terreno cuya área es de aproximadamente 1140 m² cimentado sobre grava típica de la ciudad de Lima cuyo esfuerzo admisible es de 4 kg/cm² a una profundidad de 1.50 metros.

En el exterior del primer piso del edificio se encuentran los estacionamientos vehiculares, cada departamento cuenta con un espacio propio. En el interior, cada piso contará con cuatro departamentos que compartirán los servicios del ascensor, escaleras y pasadizos.

El sistema estructural del edificio está compuesto por placas o muros de corte combinados con pórticos de vigas y columnas de concreto armado. El sistema de techado está compuesto de losas unidireccionales, cuya carga será repartida hacia los elementos de apoyo mediante viguetas aligeradas convencionales, y de losas macizas. El sistema de cimentación está conformado por zapatas de concreto armado.

Para realizar el análisis y diseño de la estructura se emplea la normativa establecida en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) vigente.

En primer lugar, se realiza la estructuración de los elementos siguiendo los lineamientos del plano de arquitectura para luego predimensionarlos de tal manera que todo el edificio se asemeje a un modelo que demuestre un buen comportamiento ante diversas solicitaciones de cargas, controlando el congestionamiento de acero.

Seguidamente, se realiza el análisis sísmico de la estructura a partir de un modelo tridimensional apoyado en el software de análisis ETABS 2016 bajo cargas de gravedad y sísmicas.

Finalmente, se comprueba que las derivas de entrepiso sean menores a los máximos permitidos por la norma sismorresistente para un edificio de concreto armado, se calcula y proyecta en planos el diseño de todos los elementos de concreto armado de la estructura como parte de los objetivos del presente trabajo.



A mis padres, hermana y a Dios, por darme la oportunidad de estudiar esta maravillosa carrera y guiarme hasta el final.

A mi asesor, por su amabilidad, tiempo y conocimientos compartidos durante el tiempo de desarrollo de la tesis.

A mis amigos, por su amistad, apoyo y motivación en toda la carrera.

INDICE

Capítulo 1. Generalidades	1
1.1) Características principales de la edificación.....	1
1.2) Descripción de la arquitectura del proyecto	1
1.3) Normas a utilizar.....	3
1.4) Aspectos generales del diseño de concreto armado.....	3
1.5) Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño	4
1.6) Cargas utilizadas	4
1.7) Características de la tabiquería.....	5
Capítulo 2. Predimensionamiento y Estructuración	6
2.1) Generalidades	6
2.2) Predimensionamiento de losas	6
2.2.1) Losas aligeradas.....	6
2.2.2) Losas macizas	8
2.3) Predimensionamiento de vigas peraltadas.....	8
2.4) Predimensionamiento de vigas chatas	8
2.5) Predimensionamiento de columnas	9
2.6) Predimensionamiento de muros de corte.....	11
Capítulo 3. Análisis sísmico	14
3.1) Parámetros sísmicos de edificación	14
3.1.1) Factor de zona (Z)	14
3.1.2) Factor de Uso (U)	14
3.1.3) Factor de Amplificación Sísmica(C).....	15
3.1.4) Factor de Suelo (S).....	15
3.1.5) Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R).....	15
3.1.6) Regularidad estructural.....	15
3.2) Modelo estructural	16
3.3) Irregularidades.....	18
3.3.1) Irregularidad en altura.....	18
3.3.2) Irregularidades en planta	20
3.4) Modos de vibración	22
3.5) Análisis estático.....	22
3.6) Análisis dinámico.....	23
3.7) Amplificación de fuerzas sísmicas.....	24
3.8) Control de derivas de entrepiso.....	24
3.9) Desplazamientos máximos y juntas sísmicas	25
Capítulo 4. Diseño de losas aligeradas.....	26
4.1) Modelos y análisis estructural para cargas de gravedad	26

4.2) Procedimiento de diseño	26
4.2.1) Diseño por flexión	27
4.2.2) Acero Mínimo y Máximo en flexión	27
4.2.3) Diseño por corte.....	28
4.2.4) Refuerzo de retracción y cambios de temperatura	28
4.2.5) Corte o Doblado de Refuerzo longitudinal	28
4.2.6) Control de deflexiones y fisuración	29
4.3) Ejemplo de diseño	31
4.3.1) Acero Mínimo y Máximo en flexión	32
4.3.2) Diseño por flexión	33
4.3.3) Diseño por corte.....	34
4.3.4) Refuerzo de contracción y cambios de temperatura	35
4.3.5) Corte de fierro	35
4.3.6) Control de deflexión y fisuración	37
Capítulo 5. Diseño de losas macizas	39
5.1) Modelos y análisis estructural para cargas de gravedad	39
5.2) Procedimiento de diseño	39
5.2.1) Diseño por flexión	39
5.2.2) Acero Mínimo en flexión	40
5.2.3) Diseño por corte.....	40
5.2.4) Refuerzo de retracción y cambios de temperatura	40
5.2.5) Corte o doblado de refuerzo longitudinal	40
5.2.6) Control de deflexiones y fisuración	40
5.3) Ejemplo de diseño	40
5.3.1) Acero Mínimo y máximo en flexión	41
5.3.2) Diseño por flexión	42
5.3.3) Diseño por corte.....	43
5.3.4) Refuerzo de contracción y cambios de temperatura	43
5.3.5) Corte o doblado de refuerzo longitudinal	43
5.3.6) Control de deflexiones y fisuración	44
Capítulo 6. Diseño de vigas	46
6.1) Modelos y análisis estructural	46
6.2) Procedimiento de diseño	46
6.2.1) Diseño por flexión	46
6.2.2) Acero Mínimo y Máximo en flexión	46
6.2.3) Diseño por corte.....	46
6.2.4) Corte o doblado de refuerzo longitudinal	49
6.2.5) Control de deflexiones y fisuración	49
6.3) Ejemplo de diseño de vigas peraltadas	49

6.3.1) Acero mínimo y máximo en flexión	50
6.3.2) Diseño por flexión	51
6.3.3) Diseño por corte.....	52
6.3.4) Corte de fierro	53
6.3.5) Control de deflexiones y fisuración	55
6.4) Ejemplo de diseño de viga chata.....	56
6.4.1) Acero mínimo y máximo en flexión	58
6.4.2) Diseño por flexión	58
6.4.3) Diseño por corte.....	58
6.4.4) Control de deflexiones y fisuración	59
Capitulo 7. Diseño de columnas	61
7.1) Modelo y análisis estructural	61
7.2) Procedimiento de diseño	61
7.2.1) Diseño por Flexocompresión	61
7.2.2) Acero Mínimo y Máximo	62
7.2.3) Diseño por Corte.....	62
7.3) Ejemplo de diseño	64
7.3.1) Acero Mínimo y Máximo.....	65
7.3.2) Diseño por Flexocompresión	65
7.3.3) Diseño por corte.....	67
Capitulo 8. Diseño de placas	71
8.1) Modelo y análisis estructural	71
8.2) Procedimiento de diseño	71
8.2.1) Diseño por Flexocompresión	71
8.2.2) Diseño por corte.....	71
8.2.3) Diseño de elementos confinados de borde.....	73
8.3) Ejemplo de diseño	74
8.3.1) Diseño por flexocompresión	75
8.3.2) Diseño por corte.....	76
8.3.3) Diseño de elementos confinados de borde.....	77
Capitulo 9. Diseño de cimentaciones.....	80
9.1) Modelo y análisis estructural	80
9.2) Procedimiento de diseño – Zapatas aisladas	80
9.2.1) Dimensionamiento de zapata	80
9.2.2) Diseño por corte.....	81
9.2.3) Diseño por punzonamiento	81
9.2.4) Diseño por flexión	81
9.3) Procedimiento de diseño – Zapatas conectadas.....	82
9.3.1) Dimensionamiento de zapata	82

9.3.2) Diseño por corte.....	82
9.3.3) Diseño por punzonamiento	82
9.3.4) Diseño por flexión	82
9.3.5) Diseño de Viga de conexión	82
9.4) Ejemplo de diseño – Zapata aislada	82
9.4.1) Dimensionamiento de Zapata	84
9.4.2) Diseño por corte.....	85
9.4.3) Diseño por punzonamiento	85
9.4.4) Diseño por flexión	86
9.5) Ejemplo de diseño – Zapata conectada	87
9.5.1) Dimensionamiento de Zapatas	89
9.5.2) Diseño por corte.....	92
9.5.3) Diseño por punzonamiento	92
9.5.4) Diseño por flexión	94
9.5.5) Diseño de viga de conexión.....	95
Capítulo 10. Diseño de elementos secundarios	98
10.1) Ejemplo de diseño - Escalera.....	98
10.1.1) Diseño por flexión	99
10.1.2) Diseño por corte.....	100
10.2) Ejemplo de diseño – Muro de albañilería	101
10.2.1) Muro de albañilería	101
10.2.2) Diseño de viga y columnas de arriostre	103
10.2.3) Diseño del cimiento corrido.....	107
Capítulo 11. Conclusiones y recomendaciones	110
Capítulo 12. Bibliografía	112

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 <i>Material y peso específico</i>	5
Tabla 1.2 <i>Cargas vivas repartidas</i>	5
Tabla 2.1 <i>Ejes, luz y espesor recomendado para aligerado convencional</i>	7
Tabla 2.2 <i>Cálculo de área necesaria en cada columna</i>	10
Tabla 2.3 <i>Parámetros sísmicos de la estructura</i>	11
Tabla 2.4 <i>Predimensionamiento de espesor de placas</i>	12
Tabla 3.3 <i>Análisis de Irregularidad de Rigidez – Dirección X</i>	19
Tabla 3.4 <i>Análisis de Irregularidad de Rigidez – Dirección Y</i>	19
Tabla 3.5 <i>Análisis de Irregularidad de Masa o Peso</i>	20
Tabla 3.6 <i>Análisis de Irregularidad torsional – Ajustando el CM en dirección X</i>	21
Tabla 3.7 <i>Análisis de Irregularidad torsional – Ajustando el CM en dirección Y</i>	21
Tabla 3.8 <i>Periodos y Masa participativa de la estructura en ambas direcciones</i>	22
Tabla 3.9 <i>Porcentaje de fuerza cortante tomado por elementos placas y columnas</i>	24
Tabla 3.10 <i>Desplazamientos laterales en dirección X</i>	24
Tabla 3.11 <i>Desplazamientos laterales en dirección Y</i>	25
Tabla 4.1 <i>Deflexiones máximas admisibles del aligerado</i>	30
Tabla 4.2 <i>Cargas de servicio del Aligerado analizado</i>	31
Tabla 4.3 <i>Acero mínimo positivo y negativo de aligerado</i>	33
Tabla 4.4 <i>Verificación para ensanche en el Aligerado</i>	35
Tabla 4.5 <i>Análisis para la deflexión de la losa aligerada</i>	37
Tabla 5.1 <i>Cargas de servicio por unidad de área de Losa maciza analizada</i>	41
Tabla 5.2 <i>Interpolación de coeficientes de la Norma E.060</i>	42
Tabla 5.3 <i>Coeficientes para momentos flectores</i>	42
Tabla 5.4 <i>Momentos flectores según dirección de luz de losa maciza</i>	42
Tabla 5.5 <i>Cálculo de acero necesario en la losa maciza por metro</i>	43
Tabla 6.1 <i>Acero mínimo positivo y negativo para la Viga VT-02</i>	50
Tabla 6.2 <i>Análisis para la deflexión del tramo D-A de la Viga VT-02</i>	55
Tabla 6.3 <i>Cargas de servicio de la Viga chata</i>	57
Tabla 6.4 <i>Acero mínimo positivo y negativo para la Viga chata</i>	58
Tabla 6.5 <i>Análisis para la deflexión de la Viga chata</i>	59
Tabla 7.1 <i>Metrado de cargas de la columna C-7 de un piso típico</i>	64
Tabla 7.2 <i>Metrado de cargas de la columna C-7 de la Azotea</i>	64
Tabla 7.3 <i>Cargas totales de la Columna C-7</i>	65
Tabla 7.4 <i>Combinaciones de cargas últimas de la Columna C-7</i>	65
Tabla 7.5 <i>Momentos nominales para cada combinación de carga</i>	68
Tabla 7.6 <i>Fuerza cortante para cada combinación de carga amplificando el sismo x 2.5</i>	68
Tabla 8.1 <i>Cargas totales de la Placa PL-01</i>	74
Tabla 8.2 <i>Combinaciones de cargas últimas de la Placa PL-01</i>	75

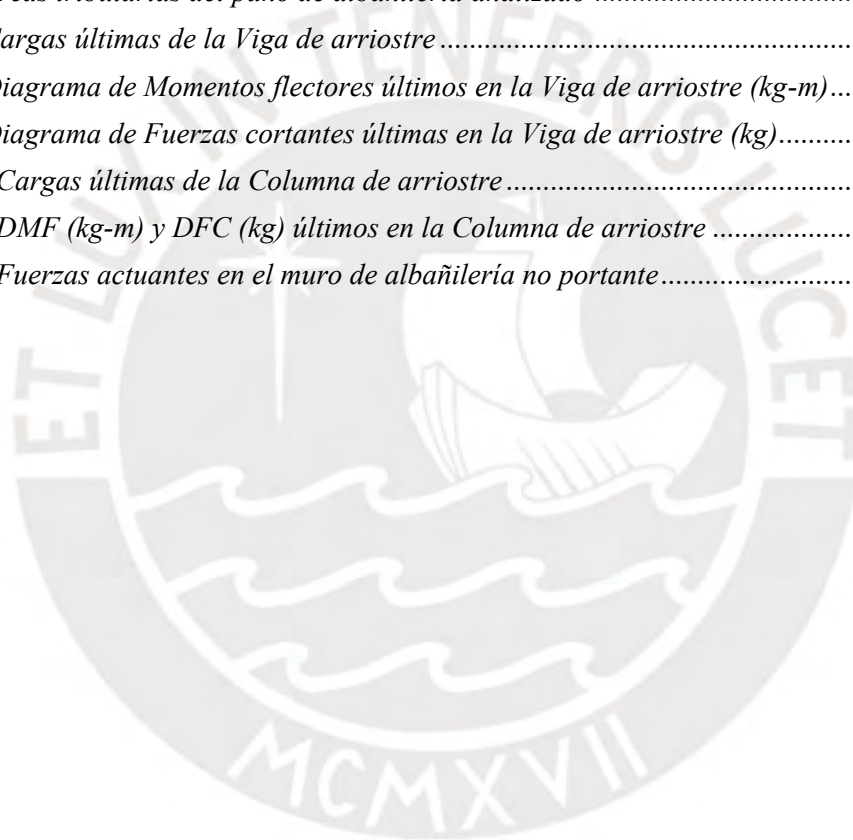
Tabla 9.1 Cargas totales de la Placa PL-08	83
Tabla 9.2 Esfuerzos en la zapata por cargas de gravedad.....	84
Tabla 9.3 Esfuerzos en la zapata por cargas de gravedad y sismo	84
Tabla 9.4 Cargas totales de las columnas C-2 y C-4	88
Tabla 9.5 Esfuerzos últimos de diseño en zapatas	91
Tabla 10.1 Coeficiente “m” para el CASO 1	102



INDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.1.</i> Planta de Arquitectura del piso típico	2
<i>Figura 1.2.</i> Distribución de estacionamientos por departamento	2
<i>Figura 2.1.</i> Sentido de aligerado – Losa maciza	7
<i>Figura 2.2.</i> Elementos verticales – Ubicación de columnas	10
<i>Figura 2.3.</i> Elementos verticales – Ubicación de placas.....	12
<i>Figura 3.1.</i> Modelamiento 3D del edificio.....	17
<i>Figura 3.2.</i> Centro de masa y rigidez en planta del edificio	18
<i>Figura 3.3.</i> Cálculo de la cortante basal estática en ambas direcciones.....	23
<i>Figura 4.1.</i> Detalle típico de aligerado convencional de $h = 0,17\text{m}$	26
<i>Figura 4.2.</i> Bloque de compresiones según Norma E.060	27
<i>Figura 4.3.</i> Resumen de corte o doblado de acero longitudinal.....	29
<i>Figura 4.4.</i> Control de fisuración.....	30
<i>Figura 4.5.</i> Ejemplo de Aligerado en planta de Arquitectura	31
<i>Figura 4.6.</i> Cargas últimas del Aligerado sin alternancia (ton, m)	32
<i>Figura 4.7.</i> Envoltorio de Momentos flectores (ton-m) de Aligerado	32
<i>Figura 4.8.</i> Envoltorio de Fuerzas cortantes (ton) de Aligerado.....	32
<i>Figura 4.9.</i> Diseño de losa aligerada (Ejes 1-9).....	36
<i>Figura 5.1.</i> Ejemplo de losas macizas en planta de Estructuras.....	41
<i>Figura 5.2.</i> Diseño de losa maciza	44
<i>Figura 6.1.</i> Cargas de gravedad en servicio de la Viga VT-02.....	50
<i>Figura 6.2.</i> Envoltorio de Momentos flectores (ton-m) de la Viga VT-02.....	50
<i>Figura 6.3.</i> Envoltorio de Fuerzas cortantes (ton) de la Viga VT-02	50
<i>Figura 6.4.</i> Diseño de la Viga VT-02	54
<i>Figura 6.5.</i> Cargas últimas de la Viga chata ($L=3.35\text{ m}$).....	57
<i>Figura 6.6.</i> Diagrama de Momentos flectores últimos de la Viga chata (ton-m).....	57
<i>Figura 6.7.</i> Diagrama de Fuerzas cortantes últimas de la Viga chata (ton)	57
<i>Figura 6.8.</i> Diseño de la Viga chata.....	59
<i>Figura 7.1.</i> Diagrama de Interacción de la Columna C-7 – Dirección X.....	66
<i>Figura 7.2.</i> Diagrama de Interacción de la Columna C-7 – Dirección Y.....	67
<i>Figura 7.3.</i> Diseño de la Columna C-7	70
<i>Figura 8.1.</i> Sección de la Placa PL-01	74
<i>Figura 8.2.</i> Diagrama de Interacción de la Placa PL-01 – Dirección X-X	76
<i>Figura 8.3.</i> Diagrama de Interacción de la Placa PL-01 – Dirección Y-Y	76
<i>Figura 8.4.</i> Diagrama de la Placa PL-01	79
<i>Figura 9.1.</i> Sección de la Placa PL-08 y zapata a diseñar.....	83
<i>Figura 9.2.</i> Diseño de la zapata aislada para la Placa PL-08 ($h=0.60\text{ m}$)	87
<i>Figura 9.3.</i> Croquis de columnas C-2 y C-4 con sus zapatas	88

<i>Figura 9.4. Sistema simplificado para determinar reacciones en la base de las zapatas</i>	89
<i>Figura 9.5. Diseño de zapatas conectadas para las columnas C-2 y C-4</i>	95
<i>Figura 9.6. Esquema de cargas producidas en las zapatas</i>	96
<i>Figura 9.7. Diagrama de Momentos flectores últimos para Viga de conexión (ton-m)</i>	96
<i>Figura 9.8. Diagrama de Fuerzas cortante últimas para Viga de conexión (ton)</i>	96
<i>Figura 9.9. Diseño de la Viga de conexión de 25x60</i>	97
<i>Figura 10.1. Diagrama de Momentos flectores últimos de la escalera (ton-m)</i>	99
<i>Figura 10.2. Diagrama de Fuerzas cortantes últimos de la escalera (ton)</i>	99
<i>Figura 10.3. Diseño de la escalera – Tramo 1 (+0.00 a +1.40)</i>	100
<i>Figura 10.4. Diseño de la escalera – Tramo 2 (+1.40 a +2.80)</i>	100
<i>Figura 10.5. Muro de albañilería a diseñar</i>	101
<i>Figura 10.6. Áreas tributarias del paño de albañilería analizado</i>	103
<i>Figura 10.7. Cargas últimas de la Viga de arriostre</i>	104
<i>Figura 10.8. Diagrama de Momentos flectores últimos en la Viga de arriostre (kg-m)</i>	104
<i>Figura 10.9. Diagrama de Fuerzas cortantes últimas en la Viga de arriostre (kg)</i>	104
<i>Figura 10.10. Cargas últimas de la Columna de arriostre</i>	106
<i>Figura 10.11. DMF (kg-m) y DFC (kg) últimos en la Columna de arriostre</i>	106
<i>Figura 10.12. Fuerzas actuantes en el muro de albañilería no portante</i>	108



Capítulo 1. Generalidades

1.1) Características principales de la edificación

El proyecto denominado “Torre C” es un edificio de concreto armado de siete pisos ubicado dentro de un condominio de viviendas en el distrito de Lince, departamento de Lima. El área del terreno construido por piso es de 550 m² y considerando estacionamientos serán necesarios 1,140 m². Fuera de cada torre existen áreas comunes entre las cuales existe una cisterna de concreto armado enterrada capaz de suministrar agua a los tanques elevados de cada edificio, esto gracias a una bomba que será encendida y apagada automáticamente gracias a la instalación de un electronivel.

El proyecto considera el uso de placas de concreto armado y pórticos de vigas y columnas. Las placas se encuentran en la caja del ascensor y escaleras; además, se disponen simétricamente en cada departamento de tal manera que se reduzca la distancia entre el centro de rigidez y el centro de gravedad de la estructura.

1.2) Descripción de la arquitectura del proyecto

El ingreso al edificio será mediante una puerta común y el acceso a cada piso mediante una escalera o un ascensor establecidos estratégicamente. Cada piso es de 2.80 metros y cuenta con cuatro departamentos: dos con un área construida de 120 m² y los otros de 130 m², fuera de estos se puede compartir el uso de un hall.

Cada departamento cuenta con tres dormitorios, tres baños, un depósito, una cocina-lavandería y una sala-comedor, ambientes que se encuentran separados por muros de albañilería con un espesor de 15 cm. Cada departamento dispone del uso de un espacio como estacionamiento con ancho de 2.40 metros ubicado en el primer piso y distribuidos tal como se observa en la Figura 1.2.

El edificio cuenta con seis tipos de puertas con anchos de 0.70 m, 0.90 m (con giro de 90° y 180°), 1.00 m (material de madera y cortafuego); asimismo, nueve tipos de ventanas y tres de mamparas indicados en los planos de arquitectura.

No será posible considerar el espacio ubicado a lo largo del Eje A, ya que se espera una

construcción aledaña y simétrica “Torre D”.



Figura 1.1. Planta de Arquitectura del piso típico
Elaboración propia

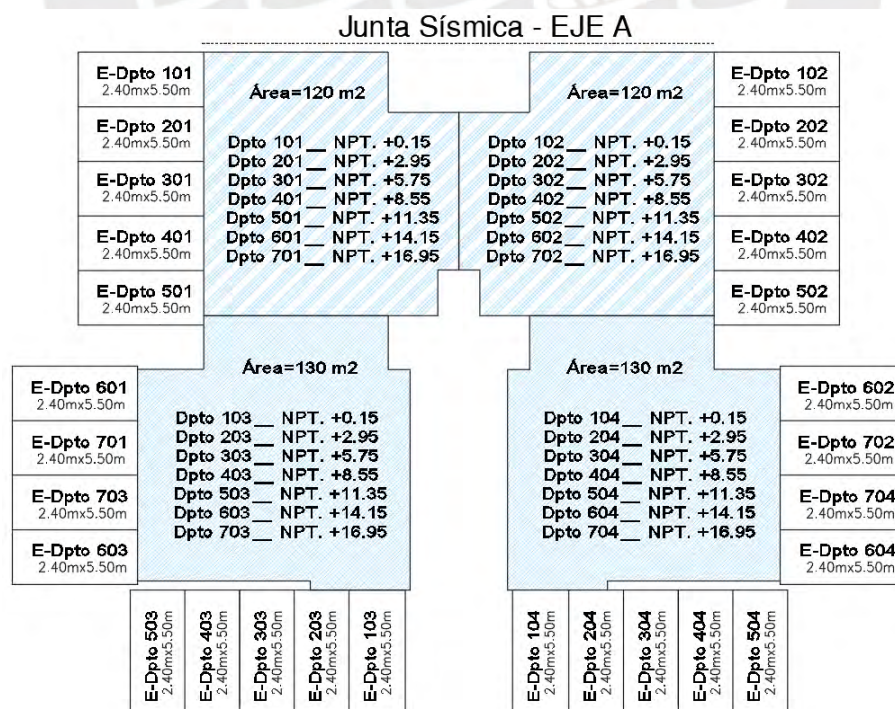


Figura 1.2. Distribución de estacionamientos por departamento
Elaboración propia

1.3) Normas a utilizar

El análisis y diseño del edificio de concreto armado se realiza en base al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), teniendo en cuenta las normas vigentes correspondientes:

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

1.4) Aspectos generales del diseño de concreto armado

En base al Artículo 9.1.1 de la Norma E.060, el diseño de los elementos de concreto armado se realiza mediante un Diseño por Resistencia: a cada elemento estructural se le debe proporcionar una resistencia suficiente para admitir un grupo de cargas amplificadas mediante factores de resistencia; de esta manera, la probabilidad de excedencia para será baja durante su vida útil y el desempeño del edificio será el esperado.

Por lo expresando anteriormente, la Resistencia de diseño o nominal (ϕR_n) del elemento diseñado debe ser mayor o igual a Resistencia Requerida (R_u). Esta última, proviene del cálculo de cargas y fuerzas amplificadas para combinaciones de cargas presentes en la edificación.

Durante su vida útil, el edificio estará expuesto a Carga Muerta (CM), Carga Viva (CV) y Sismo (S), en el diseño se considera la sollicitación más crítica producida de las siguientes combinaciones.

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV \quad (1.1)$$

$$U = 1.25 CM + 1.25 CV + S \quad (1.2)$$

$$U = 1.25 CM + 1.25 CV - S \quad (1.3)$$

$$U = 0.9 CM + S \quad (1.4)$$

$$U = 0.9 CM - S \quad (1.5)$$

El valor del factor ϕ utilizado en la reducción de la resistencia de diseño ϕR_n para el diseño de

los elementos se indica en el Artículo 9.3 de la Norma E.060.

- Flexión $\phi = 0.90$
 - Tracción y Tracción + Flexión $\phi = 0.90$
 - Cortante $\phi = 0.85$
 - Torsión $\phi = 0.85$
 - Cortante y Torsión $\phi = 0.85$
- Compresión y Flexocompresión
- Elementos con espirales $\phi = 0.75$
 - Elementos con estribos $\phi = 0.70$

1.5) Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño

Todos los elementos estructurales serán de concreto armado (concreto + acero de refuerzo). Las propiedades mecánicas de los materiales se presentan a continuación:

- **Concreto utilizado en todos los elementos estructurales:**

Resistencia a la compresión: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$

Módulo de Elasticidad: $E_c = 15000 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$

- **Acero corrugado - ASTM A615 Grado 60:**

Esfuerzo de fluencia: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad: $E_s = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$

1.6) Cargas utilizadas

El análisis por cargas de gravedad contempla las cargas verticales aplicadas en la estructura durante su vida útil. La Norma E.020 las define como:

Carga muerta (CM): “Relacionado al peso de los materiales, dispositivos de servicios, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación.”

Carga viva (CV): “Relacionado al peso de los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación.”

Las cargas utilizadas relacionadas a la Carga Muerta y Carga Viva se presentan en la Tabla 1.1 y Tabla 1.2 respectivamente.

Tabla 1.1

Material y peso específico

Material	Peso (kg/m³)
Concreto Armado	2400
Unidades de albañilería cocida huecas	1350

Nota. Tomado de “NTP E.020 CARGAS”

Tabla 1.2

Cargas vivas repartidas

Ocupación / Uso	Cargas repartidas (kg/cm²)
Vivienda	200
Corredores y escaleras	200

Nota. Tomado de “NTP E.020 CARGAS”

1.7) Características de la tabiquería

Indicado anteriormente, cada ambiente está separado por muros tarrajeados de 15 cm aislados de los elementos estructurales, asentando unidades de albañilería cocida huecas en soga. Este material debe cumplir con los requisitos especificados en las normas NTP.399.613, NTP.331.017 y RNE.070.

Capítulo 2. Predimensionamiento y Estructuración

2.1) Generalidades

Realizar el predimensionamiento consiste en seguir una serie de cálculos para poder aproximar las dimensiones de los elementos estructurales hacia un adecuado comportamiento del edificio según los requerimientos indicados en la NTP; evitando además problemas con el congestionamiento de acero. Estos cálculos se han generalizado y están basados en la experiencia y práctica a lo largo de los años, por lo que deben ser verificados a partir de parámetros indicados en las normas para diseñar un edificio resistente a cargas de gravedad y sismo. El predimensionamiento en el presente capítulo considera el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” del Ing. Antonio Blanco Blasco.

2.2) Predimensionamiento de losas

El edificio cuenta con dos tipos de losas por nivel: Losas aligeradas y macizas.

2.2.1) Losas aligeradas

El peralte de la losa aligerada (H) se dimensiona en función de la luz del paño en el que se encuentra apoyado, de la siguiente manera:

- $H = 0.17 \text{ m}$ para luces menores a 4 m
- $H = 0.20 \text{ m}$ para luces entre 4 y 5.5 m
- $H = 0.25 \text{ m}$ para luces entre 5 y 6.5 m
- $H = 0.30 \text{ m}$ para luces entre 6 y 7.5 m

Considerando las direcciones de los aligerados observados en la Figura 2.1, se acotan las luces libres del plano de arquitectura y se identifican los peraltes recomendados en la Tabla 2.1. Cabe resaltar que el peralte incluye los 5 cm de losa superior recomendado por norma para ser un diafragma.

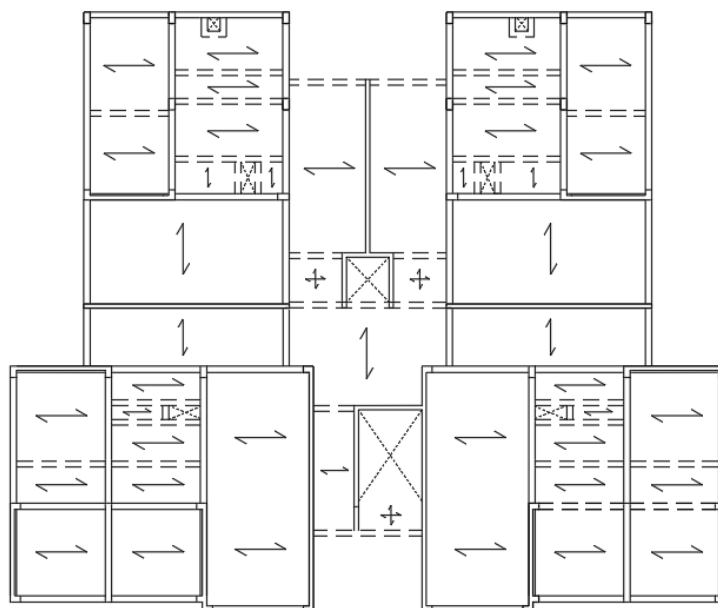


Figura 2.1. Sentido de aligerado – Losa maciza

Elaboración propia

Tabla 2.1

Ejes, luz y espesor recomendado para aligerado convencional

Ejes		Luz	H (m)	Ejes		Luz	H (m)
2 - 4	A - D	3.10	0.17	1 - 3	G - I	3.50	0.17
4 - 6	A - D	4.25	0.20	3 - 5	G - I	3.50	0.17
6 - 10	B - E	3.02	0.17	1 - 3	I - K	3.50	0.17
10 - 13	B - E	3.02	0.17	3 - 5	I - K	3.50	0.17
13 - 15	A - D	4.25	0.20	5 - 7	G - L	4.00	0.17
15 - 17	A - D	3.10	0.17	7 - 9	H - J	1.60	0.17
2 - 6	D - F	4.10	0.20	12 - 14	G - L	4.00	0.17
13 - 17	D - F	4.10	0.20	14 - 16	G - I	3.50	0.17
2 - 7	F - G	2.28	0.17	16 - 18	G - G	3.50	0.17
12 - 17	F - G	2.28	0.17	14 - 16	I - K	3.50	0.17
7 - 12	F - H	3.85	0.17	16 - 18	I - K	3.50	0.17

Nota. Fuente: Elaboración propia

A pesar de recomendar aligerados con espesores de 20 cm de alto, se decide diseñar losas aligeradas con espesor constante de 17 cm. Será necesario verificar los Requisitos Generales de Servicio indicados en el Artículo 9.6 y 9.7 de la Norma E.060 a través del control de deflexiones y fisuración de elementos diseñados para resistir momentos por flexión y corte.

2.2.2) Losas macizas

Se dimensiona el peralte de las losas macizas según el criterio $h = \frac{\text{Perímetro}}{180}$.

La losa maciza de mayores dimensiones mide 1.70 m x 2.10 m, se recomienda considerar un espesor mínimo de 5 cm; sin embargo, por fines prácticos se consideran losas macizas con espesor de 17 cm (semejante a las losas aligeradas).

2.3) Predimensionamiento de vigas peraltadas

El peralte recomendado en una viga principal oscila entre 1/10 y 1/12 de la luz libre, el ancho de la viga será considerado entre el 30% y 50% del peralte (se debe tener en cuenta que la Norma E.060 recomienda tener un ancho mínimo de 25 cm para vigas que estén formando pórticos o que resisten esfuerzos sísmicos).

A partir de los criterios mencionados y considerando que la longitud más larga se encuentra en el eje A, todas las vigas peraltadas serán de 50 cm con un ancho de 25 cm.

2.4) Predimensionamiento de vigas chatas

La altura de las vigas chatas será de 17 cm, igual que el espesor de la losa. El ancho se predimensiona de manera que presente un adecuado comportamiento ante la fuerza cortante producida por las cargas que esta soporta.

Para la Viga Chata ubicada entre los ejes H-I, el valor de la fuerza cortante última producida por el peso propio de la viga y la tabiquería en el extremo de apoyo será calculado mediante las siguientes expresiones:

$$Vu = 1.4 \cdot (V_{\text{Peso propio}} + V_{\text{Tabiquería}})$$

$$V_{\text{Peso propio}} = \gamma_{C^o A^o} \cdot B \cdot H \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_{\text{Tabiquería}} = \gamma_{\text{Tab}} \cdot h \cdot t \cdot \frac{L}{2}$$

Donde:

- $\gamma_{C^o A^o}$ = Peso específico de Concreto Armado = $2400 \cdot 10^{-6} \text{ kg/cm}^3$
- γ_{Tab} = Peso específico de la Tabiquería = $1350 \cdot 10^{-6} \text{ kg/cm}^3$
- B = Ancho de Viga Chata (cm)
- H = Alto de Viga Chata = 17 cm

- h = Altura de Tabiquería = 263 cm
- t = Espesor de Tabiquería = 15 cm
- L = Luz de Viga Chata = 350 cm

Se asume la tabiquería en la longitud total de la viga por fines prácticos.

Teniendo la constante a determinar el ancho de la Viga Chata B , el valor de la cortante última V_u en kgf sería:

$$V_u = 9.996 \cdot B + 1304.8$$

Este valor debe ser menor o igual a la resistencia al corte de la viga, el predimensionamiento asumirá únicamente que será resistido por el concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot (H - 3) \cdot B$$

Finalmente, el ancho mínimo de la Viga Chata sería de 16 cm; posteriormente, al diseñarse y realizar el control de deflexiones y fisuración en capítulos posteriores, este valor puede verse afectado.

2.5) Predimensionamiento de columnas

Dentro del sistema estructural de un edificio con sistema mixto (pórticos y placas), las placas son los elementos más rígidos, por lo que reciben la mayor carga por sismo en cada dirección; bajo este contexto, el esfuerzo predominante en las columnas será la carga axial y en menor magnitud los momentos flectores.

Para predimensionar cada columna, se considera únicamente el efecto de carga axial por gravedad, el área recomendada que debe tener cada una se puede calcular mediante las expresiones 2.1 o 2.2, según su ubicación.

$$Area_{columna\ exterior} = \frac{P_{servicio}}{0.35 \cdot f_{1c}} \quad (2.1)$$

$$Area_{columna\ interior} = \frac{P_{servicio}}{0.45 \cdot f_{1c}} \quad (2.2)$$

La carga unitaria por metro cuadrado de piso se asume igual a 1 ton/m^2 , un valor aproximado en edificios de viviendas. Se calcula el área necesaria de cada columna a partir de las expresiones presentadas.

Tabla 2.2

Cálculo de área necesaria en cada columna

Columna	Área tributaria x piso (m^2)	P_{serv} (ton)	Área (cm^2)	Dimensiones (cm x cm)
C1 – C10	6.51	45.57	620	25 x 40
C2 – C9	7.55	52.85	719	25 x 40
C3 – C8	4.57	31.99	435	25 x 40
C4 – C12	12.78	89.46	947	25 x 40
C5 – C11	12.78	89.46	947	25 x 40
C6 – C13	15.04	105.28	1114	25 x 45
C7 – C14	15.18	106.26	1124	25 x 45

Nota. Fuente: Elaboración propia

Considerando que debe ser necesario cubrir la longitud de desarrollo del acero proveniente de las vigas y se busca uniformizar el edificio, todas las columnas serán de $0.25 \text{ m} \times 0.45 \text{ m}$ según las direcciones que se se pueden observar en la Figura 2.2.

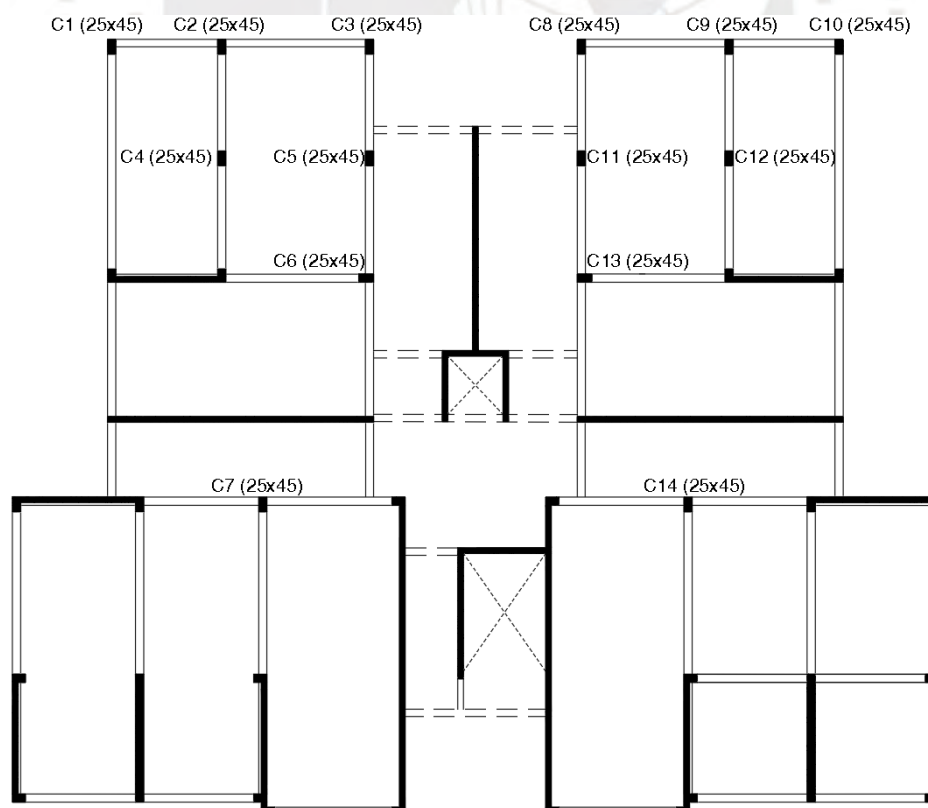


Figura 2.2. Elementos verticales – Ubicación de columnas

Elaboración propia

2.6) Predimensionamiento de muros de corte

Una manera de predimensionar los muros de corte es asumir que estos reciben toda la fuerza cortante del sismo calculada en la base mediante la siguiente expresión:

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

Según el Artículo 25.4 de la Norma E.030, el periodo fundamental de vibración puede calcularse como $T = \frac{h_n}{c_T} = \frac{20.8}{60} = 0.35$ segundos. El peso total de la estructura asumiendo 1 ton/m² es igual a 3850 toneladas y el coeficiente de reducción R de 6, este último verificado en cálculos posteriores.

Tabla 2.3

Parámetros sísmicos de la estructura

Factor de Zona	Z	0.45	Art. 7
Factor de Uso	U	1.00	Tabla No. 5
Factor de amplificación dinámica	C	2.50	Tabla No. 4
Factor de Suelo	S	1.00	Tabla No. 3

Nota. Fuente: Elaboración propia

Las placas sometidas a fuerza cortante serán diseñadas por Resistencia de manera que $\phi V_n \geq V_u$, donde V_n es la Resistencia nominal al corte y V_u la fuerza actuante que será reemplazada por la fuerza basal calculada en 722 toneladas.

La resistencia nominal al corte de la placa es tomada por la suma de las resistencias suministradas por el concreto y el acero (expresión 2.3), el factor de reducción de la resistencia para corte es igual a 0.85 (Sección 1.4).

$$\phi V_n = 0.85 \cdot (0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot l + \rho h \cdot b \cdot l \cdot f_y) \quad (2.3)$$

Reemplazando en la expresión por resistencia $\phi V_n \geq V_u$, se calcula el área necesaria que debería tomar una placa con dimensiones $b \times l$.

$$b \cdot l \geq \frac{V_u}{0.85 \cdot (0.53 \sqrt{f'_c} + 4200 \cdot \rho h)} \quad (2.4)$$

Para el predimensionamiento, el valor de la cuantía de refuerzo horizontal (ρ_h) será considerada igual a 0.0025, cuantía mínima para muros especificada en el Artículo 11.10.10.2 de la Norma E.060.

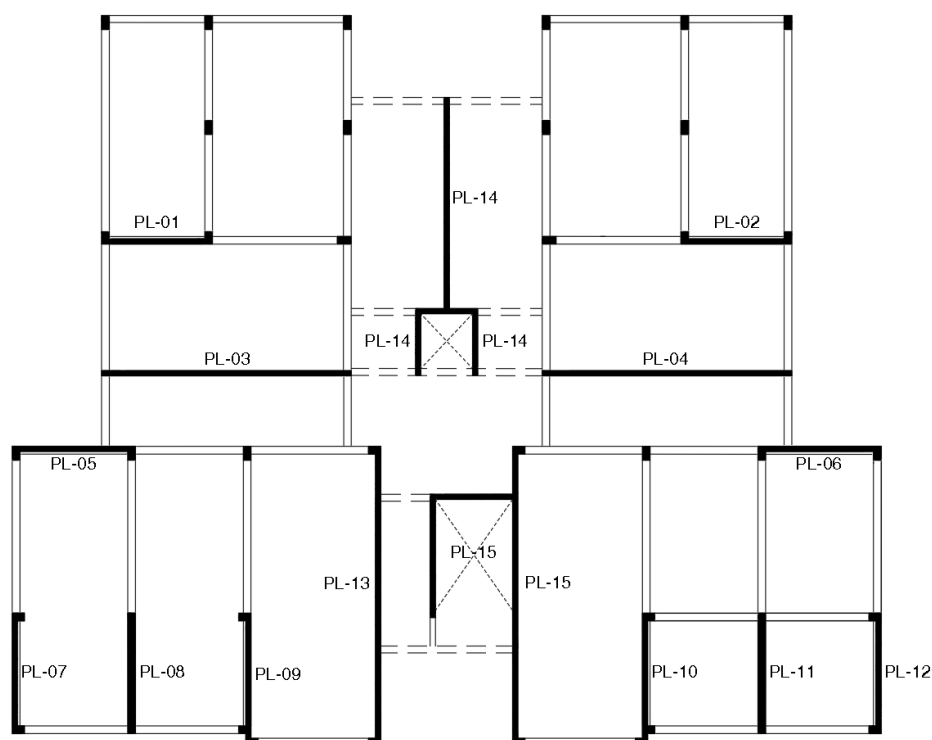


Figura 2.3. Elementos verticales – Ubicación de placas

Elaboración propia

Tabla 2.4

Predimensionamiento de espesor de placas

Dirección		XX	Dirección		YY
V		722 ton	V		722 ton
Área requerida		46721 cm ²	Área requerida		46721 cm ²
Longitud	PL-01	360 cm	Longitud	PL-07, 12	780 cm
	PL-02	360 cm		PL-08, 11	780 cm
	PL-03	810 cm		PL-09, 10	860 cm
	PL-04	810 cm		PL-13	970 cm
	PL-05	400 cm		PL-14 V	1116 cm
	PL-06	400 cm	PL-15 V	1370 cm	
	PL-14 H	170 cm	Longitud total		5876 cm
	PL-15 H	250 cm	Espesor mínimo		8 cm
Longitud total		3560 cm			
Espesor mínimo		13 cm			

Nota. Fuente: Elaboración propia

El Artículo 21.9.3.2 de la Norma E.060 indica que el espesor del alma de los muros de concreto armado no debe ser menor de $1/25$ de la altura entre los elementos que proporcionen apoyo lateral ni menor de 15 cm. Por lo tanto, se adopta un espesor de 17 cm en ambas direcciones.

Sea el caso en que los muros tengan que conectar con vigas cuyo ancho es 25 cm, se aumenta el espesor del muro por medio de los elementos de borde apoyándose en los planos de arquitectura. De no ser posible, toda la longitud del muro tendrá un espesor de 25 cm.

Con estos espesores se tiene una cuantía considerable y para el diseño de los muros de concreto armado se consideran dos capas de acero distribuidos en su alma.



Capítulo 3. Análisis sísmico

Realizar un análisis sísmico en cualquier proyecto se ven involucrados diversos factores que intervienen en su comportamiento, tales como elementos propios de la estructura o del suelo sobre el cual será cimentado. Estudios de la ingeniería sismorresistente están basados en la experiencia de sismos pasados en diversas zonas y en el comportamiento que han tenido las estructuras durante el tiempo que dura el movimiento.

Si registramos fuentes geográficas, el movimiento del sismo se produce por la interacción de placas tectónicas que producen fallas geológicas y cuya propagación de onda se da sobre el plano de falla. De acuerdo al libro de “Ingeniería Sismorresistente” del Ing. A. Muñoz, en el Perú aún se pueden reconocer siete fallas activas, llamadas de esa manera a aquellas que provocaron terremotos durante los últimos 10 o 35 mil años. Por lo tanto, debemos seguir los parámetros sismorresistentes de nuestro medio.

El análisis estático y dinámico se realizó en el software ETABS 2016, considerado por diversos autores por su buen desempeño en el análisis y diseño de edificios de pórticos y placas.

3.1) Parámetros sísmicos de edificación

3.1.1) Factor de zona (Z)

La Norma E.030 divide al territorio peruano en cuatro zonas claramente indicadas por provincias y distritos en su Anexo N°1. Esta se basa en la aceleración máxima en el suelo firme donde está cimentada la estructura con 10% de probabilidad de excedencia en 50 años.

El presente edificio será construido en el distrito de Lince, provincia de Lima (Zona 4) y de la Tabla N°1 de la Norma E.030 conocemos que la aceleración en suelo firme es de $Z=0.45$.

3.1.2) Factor de Uso (U)

Este factor considera el uso que se le dará a la estructura; en términos de sismorresistencia, considera la respuesta o comportamiento de la estructura ante eventos sísmicos según la importancia del mismo.

El presente edificio se destina al uso de viviendas o categoría comunes (C) según la Tabla N°5 de la Norma E.030; por lo tanto, el factor de uso $U = 1$.

3.1.3) Factor de Amplificación Sísmica(C)

El factor amplifica la aceleración estructural respecto a la aceleración del suelo comparando ambos periodos a partir de las expresiones a continuación:

$$\text{Si } T < T_p \quad \rightarrow \quad C = 2.5$$

$$\text{Si } T_p < T < T_L \quad \rightarrow \quad C = 2.5 \cdot \frac{T_p}{T}$$

$$\text{Si } T > T_L \quad \rightarrow \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right)$$

Los valores de T_p y T_L pueden determinarse de la Tabla N°4 de la Norma E.030.

3.1.4) Factor de Suelo (S)

El factor de suelo describe las condiciones en donde el edificio será construido; por lo tanto, relaciona el factor de zona. Al encontrarse el edificio en Zona 4 y cimentada sobre suelo gravoso que representa un tipo de perfil S1; de la Tabla N°3 de la Norma E.030 conocemos que el factor de suelo $S = 1$.

3.1.5) Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R)

La Norma E.030 considera un factor de reducción que modifica directamente a las fuerzas laterales tal que el edificio tenga un comportamiento elástico durante sismos pequeños y no llegue a superar la ductilidad suministrada a la estructura ante eventos severos.

El factor de reducción está determinado mediante el coeficiente básico de reducción R_0 que, de acuerdo a la Tabla N°7 de la Norma E.030, equivale a 6 por ser un edificio cuyo sistema estructural es de muros estructurales (este queda verificado mediante los resultados obtenidos posteriormente según las consideraciones del Artículo 13.1 de la misma norma).

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R se calcula como el producto de R_0 y los coeficientes de irregularidad analizados en la Sección 3.1.6.

3.1.6) Regularidad estructural

Si bien se usan los mismos métodos de análisis y diseño en estructuras regulares e irregulares, se ha observado que en estos últimos no se observan resultados esperados y no se protegen tal

como se lo espera: mientras más irregular sea, más difícil será predecir su comportamiento.

Existen características predefinidas por la Norma E.030 que hacen que un edificio se considere Irregular. En su Tabla N°10, se le atribuyen restricciones de irregularidad a edificios según su importancia (Categoría) y la zona donde se encuentre. En el presente edificio, al considerarse dentro de la categoría C y ubicarse en una Zona 4, no se permiten irregularidades extremas.

Las irregularidades pueden encontrarse en altura o en planta. Cada irregularidad modificará al Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas R_o con factores menores a la unidad. Así, mientras más irregularidades tenga la estructura, la fuerza cortante en la base para el diseño de la estructura aumentará.

$$R = R_o \cdot I_a \cdot I_p$$

Donde:

- I_a : Factor de Irregularidad en altura.
- I_p : Factor de Irregularidad en planta.
- V : Fuerza cortante en la base.

3.2) Modelo estructural

En el modelado del edificio multifamiliar realizado en el software ETABS 2016, se consideran los siguientes criterios:

- Se definen materiales y dimensiones considerados en la Sección 2 del presente informe: Predimensionamiento y Estructuración.
- Se considera un mínimo de 3 grados de libertad por piso, dos de traslación y uno por rotación.
- Se colocan brazos rígidos para rigidizar la intersección de vigas y columnas.
- Se colocan rótulas en elementos estructurales que no tengan su longitud de desarrollo a tracción.
- Se asignan cargas muertas y vivas con valores indicados en la Norma E.020 de Cargas (Ver Sección 1.6).
- Se considera la masa sísmica como el 100% de la carga muerta y 25% de la carga viva tal y como lo indica el Artículo 23 de la Norma E.030.

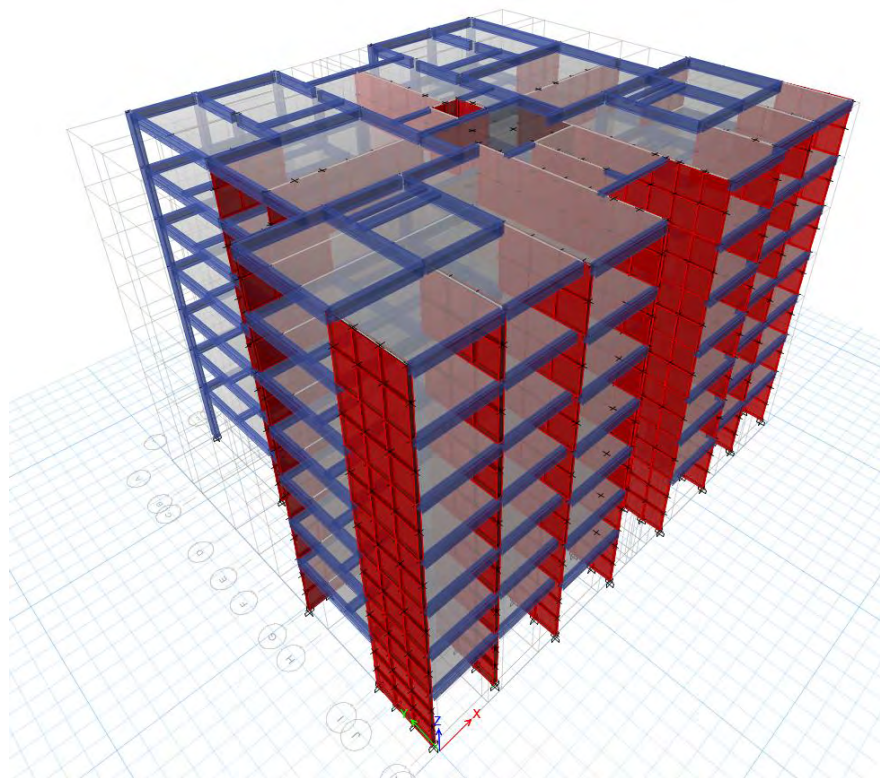


Figura 3.1. Modelamiento 3D del edificio

Obtenido del software ETABS 2016

Tabla 3.1

Coordenadas de los centros de masa (CM) por nivel del edificio

	X_{CM} (m)	Y_{CM} (m)	Z_{CM} (m)
Piso 1	13.97	10.90	4.00
Piso 2	13.97	10.90	6.80
Piso 3	13.97	10.90	9.60
Piso 4	13.97	10.90	12.40
Piso 5	13.97	10.90	15.20
Piso 6	13.97	10.90	18.00
Piso 7	13.97	10.90	20.80

Nota. Resultados obtenidos del software ETABS 2016

Tabla 3.2

Coordenadas de los centros de rigidez (CR) por nivel del edificio

	X_{CR} (m)	Y_{CR} (m)	Z_{CR} (m)
Piso 1	13.98	11.86	4.00
Piso 2	13.98	11.86	6.80
Piso 3	13.98	11.86	9.60
Piso 4	13.98	11.86	12.40
Piso 5	13.98	11.86	15.20
Piso 6	13.98	11.86	18.00
Piso 7	13.98	11.86	20.80

Nota. Resultados obtenidos del software ETABS 2016

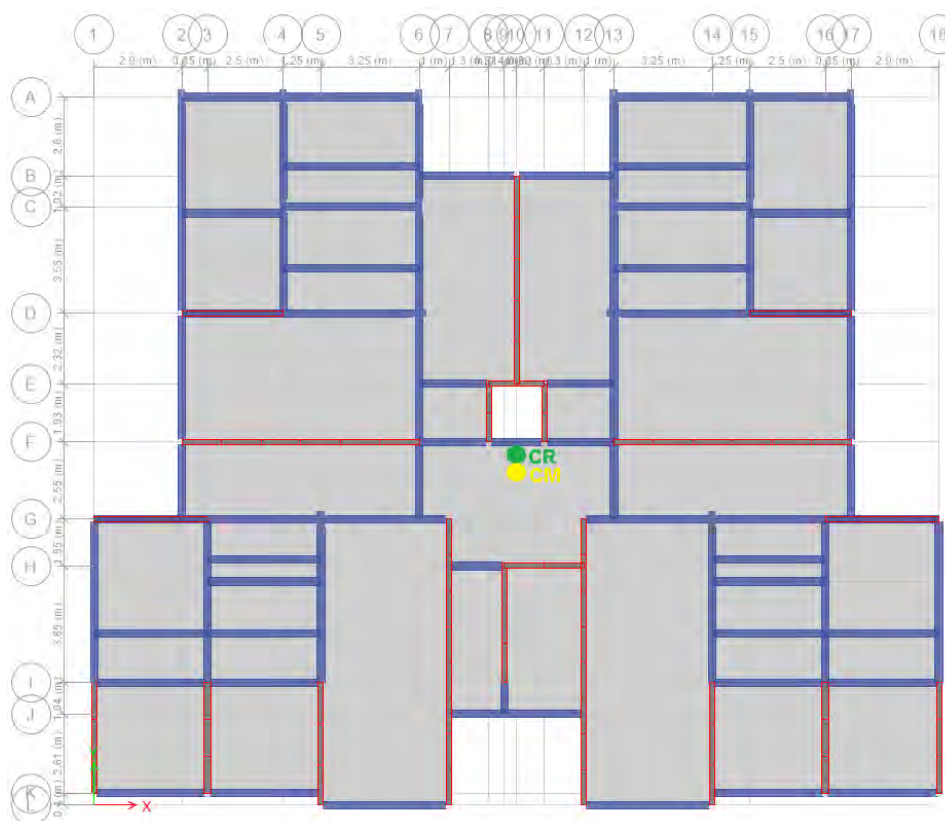


Figura 3.2. Centro de masa y rigidez en planta del edificio

Obtenido del software ETABS 2016

El peso sísmico obtenido en el software es igual a 3 562 toneladas, lo cual corresponde a que el edificio tiene un peso de 0.93 ton/m^2 . Es muy probable que el peso sea menor a 1 ton/m^2 debido a que las placas y losas se han diseñado con un espesor pequeño de 17 cm, o debido a que no se consideran cargas en la azotea como muretes, tanques de agua, etc.

3.3) Irregularidades

Determinando las irregularidades en altura y planta según los criterios establecidos en las Tablas N°8 y N°9 de la Norma E.030, se realiza un ajuste al coeficiente básico de reducción ($R_0=6$) correspondiente al sistema estructural que modificará las fuerzas de diseño.

3.3.1) Irregularidad en altura

- Irregularidad de Rigidez – Piso blando, Irregularidad Extrema de Rigidez, Irregularidad de Resistencia – Piso Débil, Irregularidad Extrema de Rigidez

No existe irregularidad de Rigidez o Piso en ninguna dirección debido a que en determinado entrepiso la rigidez lateral no es menor que el 70% de la rigidez del entrepiso inmediato superior

ni menor que el 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. En efecto, tampoco existe su correspondiente irregularidad extrema.

Tabla 3.3

Análisis de Irregularidad de Rigidez – Dirección X

	K_{LAT} (ton/m)	$70\% \cdot K_{LAT}$ (ton/m)		$80\% \cdot$ Promedio (3 pisos superiores)	
Piso 7	30671	21470	No aplica	-	-
Piso 6	38275	26792	No tiene irregularidad	-	-
Piso 5	32939	23058	No tiene irregularidad	33962	-
Piso 4	32367	22657	No tiene irregularidad	34527	No tiene irregularidad
Piso 3	41106	28774	No tiene irregularidad	35471	No tiene irregularidad
Piso 2	62707	43895	No tiene irregularidad	45394	No tiene irregularidad
Piso 1	103163	72214	No tiene irregularidad	-	No tiene irregularidad

Nota. Resultados obtenidos del software ETABS 2016

Tabla 3.4

Análisis de Irregularidad de Rigidez – Dirección Y

	K_{LAT} (ton/m)	$70\% \cdot K_{LAT}$ (ton/m)		$80\% \cdot$ Promedio (3 pisos superiores)	
Piso 7	60488	42342	No aplica	-	-
Piso 6	75959	53171	No tiene irregularidad	-	-
Piso 5	67129	46990	No tiene irregularidad	67859	-
Piso 4	69026	48318	No tiene irregularidad	70704	No tiene irregularidad
Piso 3	87571	61300	No tiene irregularidad	74575	No tiene irregularidad
Piso 2	107692	75385	No tiene irregularidad	88097	No tiene irregularidad
Piso 1	186480	130536	No tiene irregularidad	-	No tiene irregularidad

Nota. Resultados obtenidos del software ETABS 2016

Respecto a la Irregularidad de Resistencia – Piso Débil y su correspondiente Irregularidad extrema no serán evaluados numéricamente, todos los elementos serán diseñados con el mismo material (concreto, acero, albañilería, etc) para evitar esta irregularidad. Para poder comparar la resistencia nominal de los elementos de concreto entre pisos adyacentes, estos deberían ser diseñados.

- Irregularidad de Masa o Peso

No existe irregularidad de Masa o Peso debido a que en ningún caso el peso de un piso es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente; este criterio no es aplicable en el Piso 7 ya que el superior es la Azotea.

Tabla 3.5

Análisis de Irregularidad de Masa o Peso

	Wsísmico	Peso (ton)	1.5 Peso	Irregularidad
Piso 7	408	408	612	No aplica
Piso 6	925	517	776	No tiene irregularidad
Piso 5	1442	517	776	No tiene irregularidad
Piso 4	1959	517	776	No tiene irregularidad
Piso 3	2476	517	776	No tiene irregularidad
Piso 2	2993	517	776	No tiene irregularidad
Piso 1	3562	568	852	No tiene irregularidad

Nota. Resultados obtenidos del software ETABS 2016

- Irregularidad de Geométrica vertical

No existe irregularidad Geométrica Vertical ya que todos los pisos son típicos y no existe alguna variación en la planta. Esto se puede observar con detalle en los planos de planta de Arquitectura.

- Discontinuidad en los sistemas resistentes

No existe Discontinuidad en los Sistemas Resistentes ni su correspondiente irregularidad extrema ya que todos los elementos llegan hacia la base de la edificación en un mismo eje vertical (Ver planos de Arquitectura).

Justificando las irregularidades en altura, se concluye que el factor I_a tendrá el valor de 1.

3.3.2) Irregularidades en planta

Irregularidad torsional

Se analiza la irregularidad ajustando la posición del centro de masa de la estructura a una distancia igual al 5% de la dimensión del edificio perpendicular tal como lo recomienda la Norma E.030, por lo que en cada dirección se analizará dos posiciones del CM.

Tabla 3.6

Análisis de Irregularidad torsional – Ajustando el CM en dirección X

	Máximo Desplazamiento (cm)	Desplazamiento Promedio (cm)	Altura de entrepiso (cm)	Ratio
Piso 7	1.85	1.51	280	1.23
Piso 6	1.55	1.26	280	1.23
Piso 5	1.23	1.00	280	1.23
Piso 4	0.92	0.75	280	1.23
Piso 3	0.62	0.51	280	1.23
Piso 2	0.36	0.29	280	1.22
Piso 1	0.15	0.12	280	1.22

Nota. Resultados obtenidos del software ETABS 2016

Tabla 3.7

Análisis de Irregularidad torsional – Ajustando el CM en dirección Y

	Máximo Desplazamiento (cm)	Desplazamiento Promedio (cm)	Altura de entrepiso (cm)	Ratio
Piso 7	1.15	0.98	280	1.18
Piso 6	0.96	0.82	280	1.18
Piso 5	0.77	0.65	280	1.18
Piso 4	0.57	0.49	280	1.18
Piso 3	0.39	0.33	280	1.18
Piso 2	0.22	0.19	280	1.17
Piso 1	0.09	0.08	280	1.16

Nota. Resultados obtenidos del software ETABS 2016

No existe Irregularidad torsional en ninguna dirección; en efecto, tampoco existe su correspondiente irregularidad extrema.

- Esquinas entrantes

En base a las dimensiones correspondientes de los ambientes de los planos de planta, se puede determinar que no existe Irregularidad por Esquinas entrantes en la edificación, ya que los porcentajes de vacíos que existen en el edificio no superan el 20% en ambas direcciones.

- Discontinuidad del diafragma

Del área total del edificio construido 550 m², el área de vacíos representa el 1.1 % del área bruta del diafragma. Por otro lado, no existe en ninguna dirección alguna sección transversal del diafragma que tenga un área resistente mayor al 25%.

- Sistemas no paralelos

El proyecto no tiene muros estructurales ni pórticos que estén inclinados o no paralelos.

Justificando las irregularidades en planta, se concluye que el factor I_p tendrá el valor de 1.

El edificio Torre C califica como una estructura regular en ambas direcciones.

3.4) Modos de vibración

A partir del modelo idealizado y restringiendo el movimiento en cada uno de los ejes de planta (Traslación pura), se obtienen de los modos de vibración de la estructura y el porcentaje de masa participativa en cada uno de ellos.

En cada modo se usa el criterio de combinación CQC (combinación cuadrática completa).

Tabla 3.8

Periodos y Masa participativa de la estructura en ambas direcciones

Modo	Tx (s)	Masa participativa	Ty (s)	Masa participativa
1	0.47	73.27%	0.36	72.88%
2	0.11	19.94%	0.08	20.59%
3	0.05	4.81%	0.04	4.61%
4	0.03	1.43%	0.02	1.38%
5	0.02	0.42%	0.02	0.41%
6	0.02	0.12%	0.02	0.12%
7	0.02	0.02%	0.01	0.02%

Nota. Resultados obtenidos del software ETABS 2016

Los periodos fundamentales de la estructura serán 0.47 y 0.36 segundos de los para las direcciones X e Y respectivamente. Estos periodos son consistentes entre uno y otro ya que a lo largo del eje X existe menor longitud de placas que en el eje Y; al ser elementos importantes de la estructura, afectaran sus desplazamientos y periodos.

3.5) Análisis estático

El análisis estático se realiza en base a la aplicación de fuerzas horizontales en los centros de masa de cada nivel del edificio.

La fuerza cortante basal se calcula a partir de la ecuación de equilibrio ($V = P \cdot accel$), en donde la aceleración se representa por los parámetros sísmicos y P es el peso total de la edificación obtenido del modelo.

ANÁLISIS ESTÁTICO X-X		ANÁLISIS ESTÁTICO Y-Y	
Z=	0.45	Z=	0.45
U=	1	U=	1
C=	2.11	C=	2.50
S=	1	S=	1
R=	6	R=	6
P=	3561.5 ton	P=	3561.5 ton
V basal =	564 ton	V basal =	668 ton
V basal =	16 %Peso total	V basal =	19 %Peso total
C/R	0.35	C/R	0.42

Figura 3.3. Cálculo de la cortante basal estática en ambas direcciones

Elaboración propia

El Artículo 3.3 de la Norma E.030 indica que cada elemento del edificio será diseñado considerando una fuerza basal mínima igual al 80% de la fuerza basal estática por ser un edificio regular.

- $V_x \text{ min} = 451 \text{ ton}$
- $V_y \text{ min} = 534 \text{ ton}$

3.6) Análisis dinámico

El análisis dinámico se realiza a partir de un análisis modal espectral considerando un espectro inelástico de pseudoaceleraciones (S_a) definida por la Norma E.030 según la siguiente expresión:

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

A partir de esta, se calcula la cortante basal dinámica de la estructura en cada dirección del sismo, los resultados se determinan a partir del software.

- $V_{Sx} = 390 \text{ ton}$
- $V_{Sy} = 494 \text{ ton}$

Considerando la estructuración, esta fuerza será resistida por los elementos verticales como columnas y placas según la siguiente distribución:

Tabla 3.9

Porcentaje de fuerza cortante tomado por elementos placas y columnas

	Placas	Columnas
V_{Sx}	99.4 %	0.6 %
V_{Sy}	99.1 %	0.9 %

Nota. Resultados obtenidos del software ETABS 2016

Siguiendo el criterio del Artículo 13 de la Norma E.030, las placas toman más del 70% de la fuerza cortante basal, por lo que el sistema estructural será de Muros estructurales y el coeficiente de reducción básico R_o será igual a 6.

3.7) Amplificación de fuerzas sísmicas

De los resultados obtenidos en la Sección 3.5 y 3.6, se determina un factor de ajuste para el sismo en cada dirección, ya que el valor de la Fuerza basal dinámica (V_S) es menor a la Fuerza mínima (V_{min}).

- $f_x = 451/390 = 1.16$
- $f_y = 534/494 = 1.08$

3.8) Control de derivas de entrepiso

Es necesario limitar la distorsión o deriva resultante en cada piso de la estructura durante el evento sísmico, la norma sismorresistente las confina dentro de los valores de su Tabla N°11. Siendo el edificio regular, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando las derivas elásticas por un factor de 0.75 R; además, por ser un edificio de concreto armado, cada desplazamiento lateral relativo admisible será de 0.007.

Tabla 3.10

Desplazamientos laterales en dirección X

	Desplazamiento total (mm)	Desplazamiento relativo (mm)	Δ Elásticas (o/oo)	Δ Inelásticas (o/oo)
D7	13.41	2.17	0.776	3.49
D6	11.23	2.27	0.811	3.65
D5	8.96	2.26	0.808	3.64
D4	6.70	2.15	0.768	3.46
D3	4.55	1.91	0.683	3.07
D2	2.64	1.52	0.544	2.45
D1	1.11	1.11	0.278	1.25

Nota. Resultados obtenidos del software ETABS 2016

Tabla 3.11

Desplazamientos laterales en dirección Y

	Desplazamiento total (mm)	Desplazamiento relativo (mm)	Δ Elásticas (o/oo)	Δ Inelásticas (o/oo)
D7	8.95	1.470	0.525	2.36
D6	7.48	1.507	0.538	2.42
D5	5.97	1.500	0.536	2.41
D4	4.47	1.428	0.510	2.30
D3	3.04	1.270	0.454	2.04
D2	1.77	1.016	0.363	1.63
D1	0.76	0.758	0.190	0.85

Nota. Resultados obtenidos del software ETABS 2016

Los desplazamientos en la dirección X son mayores que en Y, esto es consistente por sus respectivos periodos ($T_x > T_y$).

3.9) Desplazamientos máximos y juntas sísmicas

A partir del Artículo 30 de la Norma E.030, se calcula la junta sísmica que existirá entre la Torre C y Torre D a lo largo del eje A, tal como se indicó en la descripción de la Arquitectura del proyecto.

- $S_{min} = (2/3) \cdot 8.95 / 10 = 0.60 \text{ cm}$
- $S_{min} = 0.006 \cdot 20.8 \cdot 100/2 = 6.24 \text{ cm}$
- $S_{min} = 3 \text{ cm}$

La junta sísmica que existirá entre ambas construcciones será de 6.3 cm.

Capítulo 4. Diseño de losas aligeradas

4.1) Modelos y análisis estructural para cargas de gravedad

Las cargas que soportan las losas aligeradas son carga muerta, carga viva, tabiquería con carga concentrada (si estuviera paralelo a la dirección de viguetas) o carga puntual (si estuviera perpendicular). El análisis de las losas considera las cargas de gravedad y se diseña para las solicitaciones últimas mediante la combinación única de $1.4 CM + 1.7 CV$.

Los aligerados convencionales utilizados tienen un espesor de 0.17 m y un ancho tributario de 0.40 m (de eje a eje de viguetas igualmente espaciadas), viguetas de 0.10 m de ancho y una losa superior con espesor de 0.05 m. La norma E.020 considera el peso propio de este aligerado en 280 kg/m^2 . El peralte efectivo de la vigueta será " $d = h - 3$ ".

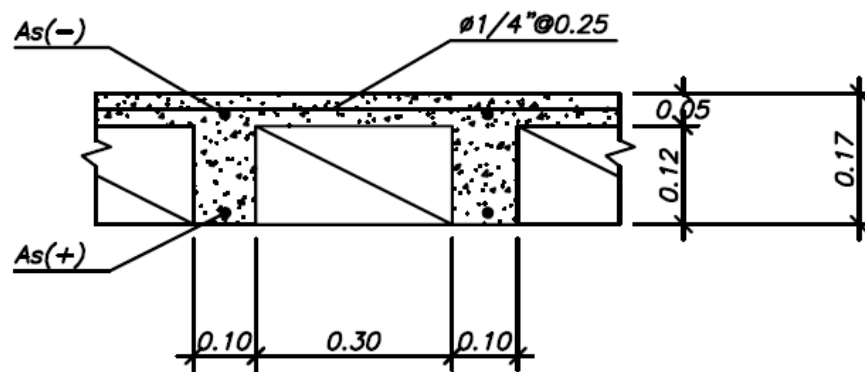


Figura 4.1. Detalle típico de aligerado convencional de $h = 0,17\text{m}$

Elaboración propia

4.2) Procedimiento de diseño

Al resistir cargas perpendiculares a su plano, las losas aligeradas se diseñan para resistir flexión y corte; por lo tanto, el Momento nominal suministrado (M_n) debe ser mayor que los momentos que generan las cargas últimas que actúan sobre el elemento (M_u); para losas aligeradas, la resistencia nominal en corte (V_n) debe ser necesariamente mayor que las fuerzas cortantes que generan las cargas o solicitaciones actuantes (V_u) debido a que no se colocan elementos que proporcionen su resistencia (estribos).

4.2.1) Diseño por flexión

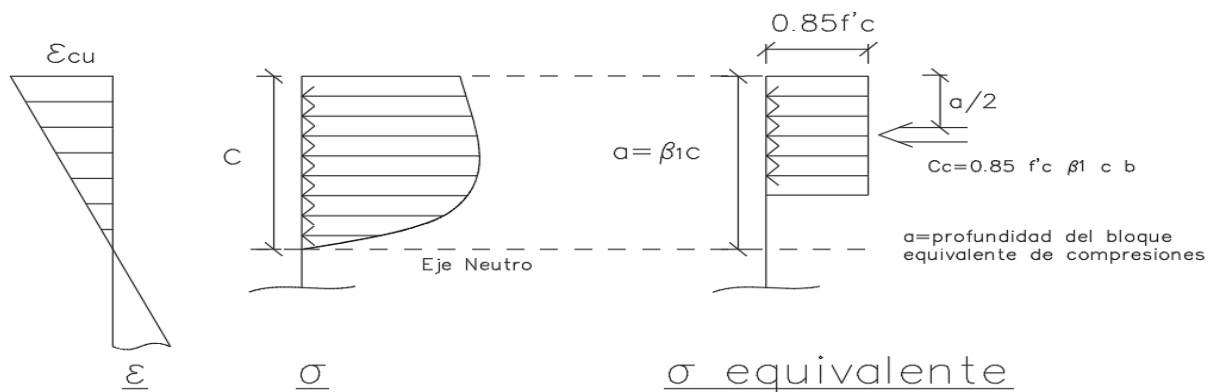


Figura 4.2. Bloque de compresiones según Norma E.060

Elaboración propia

El diagrama de esfuerzos actuantes es representado por la Norma E.060 mediante un esquema de bloque equivalente de compresiones similar al de la Figura 4.2, de la cual se deducen las siguientes expresiones:

$$A_s \cdot f_y = C_c = b \cdot (0.85 f'c) \cdot a \quad (4.1)$$

$$\phi M_n = 0.9 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (4.2)$$

Siendo la constante “a” al equivalente del 85% de la profundidad del eje neutro (c), reemplazando 4.1 en 4.2, obtenemos:

$$\phi M_n = 0.9 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s f_y}{2 \cdot b \cdot (0.85 \cdot f'c)}\right) \quad (4.3)$$

Finalmente, se realiza el diseño del elemento a partir de la ecuación básica de resistencia en flexión $\phi M_n \geq M_u$, calculando la cantidad necesaria de acero.

4.2.2) Acero Mínimo y Máximo en flexión

Según el Artículo 10.5 de la Norma E.060, para cualquier sección en flexión, el área de acero mínimo es tal que garantice que la resistencia del momento nominal sea de por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento, de esta manera se evitaría que la sección falle súbitamente.

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \quad (4.4)$$

El momento que produce el agrietamiento (M_{cr}) puede ser calculado a partir de las expresiones 4.5 y 4.6.

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} \quad (4.5)$$

$$f_r = 2 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (4.6)$$

El acero máximo exigido por la Norma E.060 está en función del acero que produce la falla balanceada, es decir cuando el concreto llega a alcanzar la deformación de agotamiento ($\epsilon_{cu} = 0.003$) en el instante en que el acero alcanza su deformación de inicio de fluencia (ϵ_y).

4.2.3) Diseño por corte

La resistencia al corte en losas aligeradas se calcula mediante la expresión 4.7. La norma de concreto armado indica que el valor de la fuerza cortante última en el aligerado se encuentra en la sección crítica ubicada a una distancia “d” de la cara del elemento de apoyo, siendo “d” el peralte efectivo del aligerado.

$$\phi V_c = 1.1 \cdot 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (4.7)$$

En el caso que esta resistencia sea superada por la fuerza cortante última V_u , será necesario realizar ensanches retirando el número de ladrillos que sean necesarios generando que el valor de b_w aumente y por ende el valor de ϕV_c .

4.2.4) Refuerzo de retracción y cambios de temperatura

Para poder resistir los esfuerzos generados por retracción del concreto y cambios por temperatura, será necesario usar la cuantía mínima de 0.0018 para losas, indicado en el Artículo 9.7 de la Norma E.060.

4.2.5) Corte o Doblado de Refuerzo longitudinal

El corte de acero o refuerzo longitudinal se da por la no necesidad de usar más acero de lo que es necesario teóricamente o haya necesidad de transmisión de esfuerzos del acero al concreto: “Punto de corte teórico”.

Para que la transmisión de esfuerzos sea la adecuada (desarrollo del refuerzo), además de tener la mínima longitud de desarrollo en las barras (Art. 12.3 - E.060), es necesario aumentar para

momentos negativos una longitud no menor al mayor valor obtenido de “ d ”, “ $12d_b$ ” o “ $l_n/16$ ” y para momentos positivos una longitud no menor al mayor valor obtenido de “ d ” o “ $12d_b$ ”.

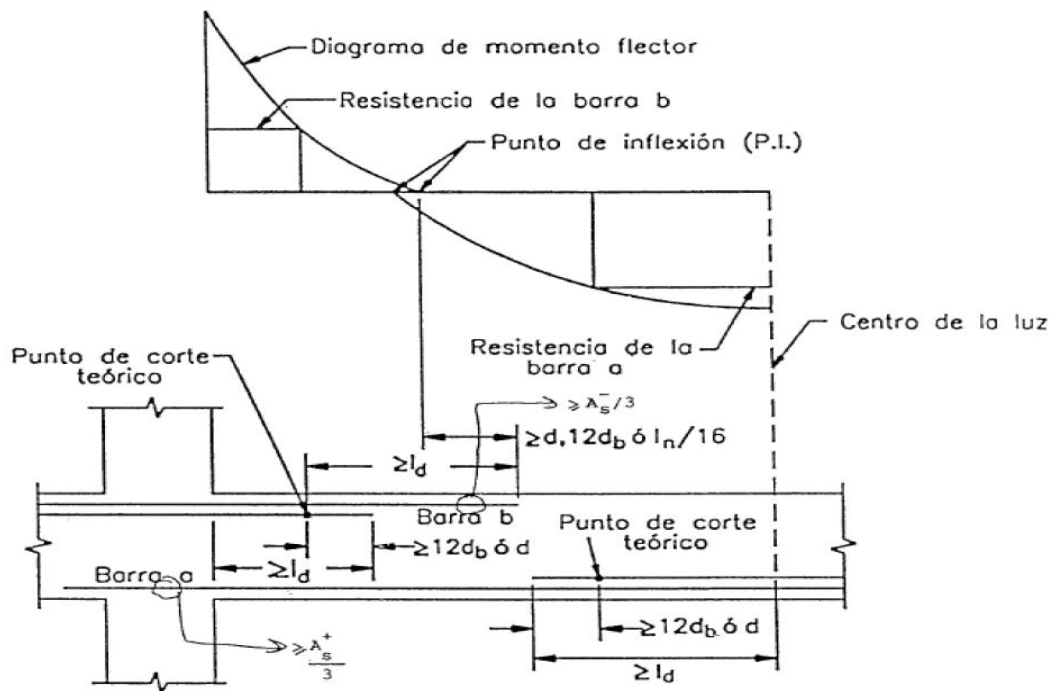


Figura 4.3. Resumen de corte o doblado de acero longitudinal

Tomado del libro “APUNTES DEL CURSO CONCRETO ARMADO I” (Ottazzi, 2017)

4.2.6) Control de deflexiones y fisuración

El control de deflexiones y fisuración son requisitos generales de servicio especificadas en el Artículo 9.6 de la Norma E.060.

El control de deflexiones permite limitar cualquier deformación que afecte la resistencia o funcionamiento de la estructura bajo condiciones de servicio en elementos que son susceptibles de daño por deflexiones excesivas como lo son aligerados, losas macizas y vigas.

Las deflexiones producidas en la losa serán limitadas por valores especificados en la Tabla 4.1 extraída de la Norma E.060 para aligerados.

Tabla 4.1

Deflexiones máximas admisibles del aligerado

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva.	L/180
Pisos o techos que no soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	Deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales.	L/240

Nota. Tomado de “NTP E.060 Concreto Armado” (SENCICO, 2019)

El control de fisuración permite limitar el agrietamiento en elementos por flexión, la Norma E.060 controla indirectamente el ancho de las grietas a partir de un parámetro Z calculado mediante la expresión 4.8, este valor debe ser menor o igual a 26000 kg/cm para condiciones normales de exposición.

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot Act} \quad (4.8)$$

Donde:

- $f_s = M_s / A_s \cdot 0.9d$
- $Act = 2 \cdot \gamma_s \cdot b$

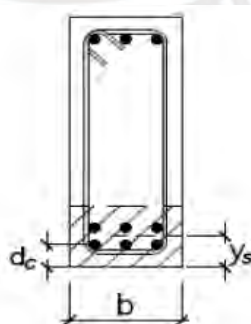


Figura 4.4. Control de fisuración

Tomado de “NTP E.060 Concreto Armado” (SENCICO, 2019)

4.3) Ejemplo de diseño

A modo de ejemplo se diseña el aligerado continuo ubicado entre los ejes I-J y 1-9, el análisis tiene en cuenta 4 tramos los cuales se apoyan en vigas y placas: ejes 1, 3, 5, 7 y 9. Las cargas que soporta se presentan en la Tabla 4.2.

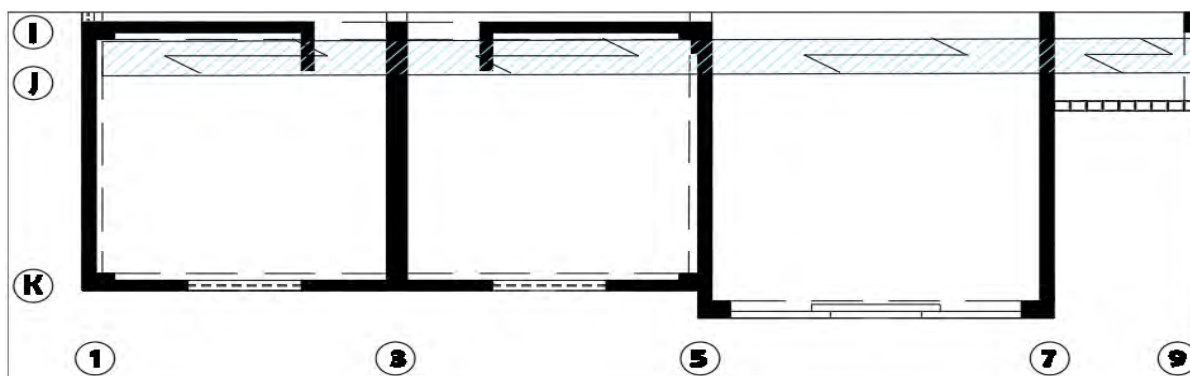


Figura 4.5. Ejemplo de Aligerado en planta de Arquitectura

Elaboración propia

Tabla 4.2

Cargas de servicio del Aligerado analizado

Ancho tributario	0.4		m
Peso de aligerado (PP)	$280 \cdot 0.4$	112	kg/m
Peso de piso terminado (PT)	$100 \cdot 0.4$	40	kg/m
Sobrecarga	$200 \cdot 0.4$	80	kg/m
Carga muerta (PP+PT)	W_{PP+PT}	152	kg/m
Carga viva	W_{CV}	80	kg/m
Tabique (opcional)			
Carga distribuida	$1350 \cdot 0.13 \cdot 2.63$	462	kg/m
Tarrajeo	$2000 \cdot 0.02 \cdot 2.63$	105	kg/m
Carga puntual	$(462+105) \cdot 0.4$	227	kg

Nota. Fuente: Elaboración propia

A partir de ellas, se obtienen las cargas últimas para su diseño.

- $W_u_{PP+PT} = 1.4 \cdot 152 = 213 \text{ kg/m}$ (por vigueta)
- $W_u_{CV} = 1.7 \cdot 80 = 136 \text{ kg/m}$ (por vigueta)
- $P_u_{Tab} = 1.4 \cdot 227 = 318 \text{ kg}$

Finalmente, se obtiene el diagrama de momentos y fuerzas cortantes últimas para una envolvente que involucre la alternancia de cargas vivas (Figura 4.7 y 4.8).

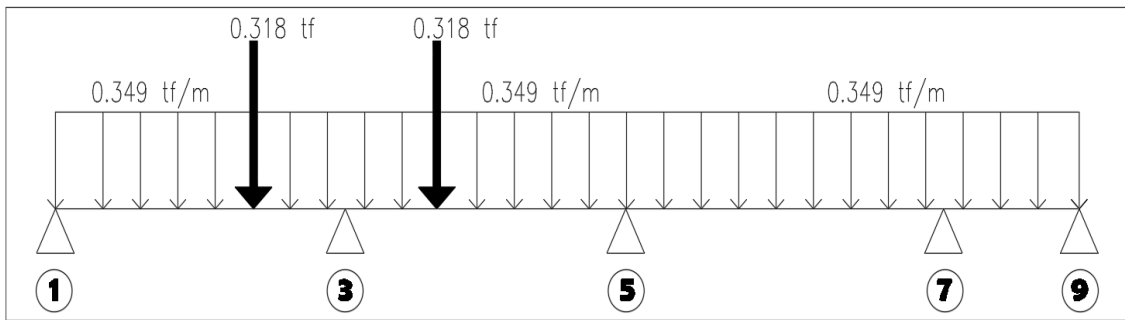


Figura 4.6. Cargas últimas del Aligerado sin alternancia (ton, m)

Elaboración propia

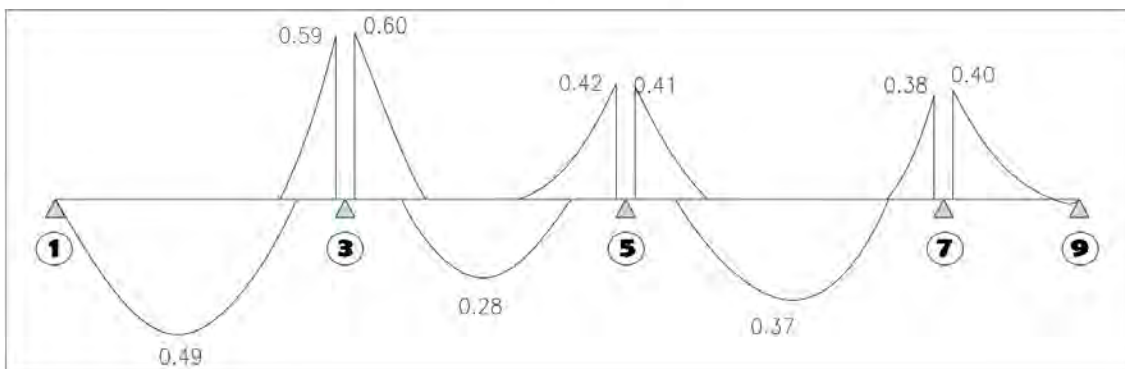


Figura 4.7. Envolvente de Momentos flectores (ton-m) de Aligerado

Resultados obtenidos del software SAP2000

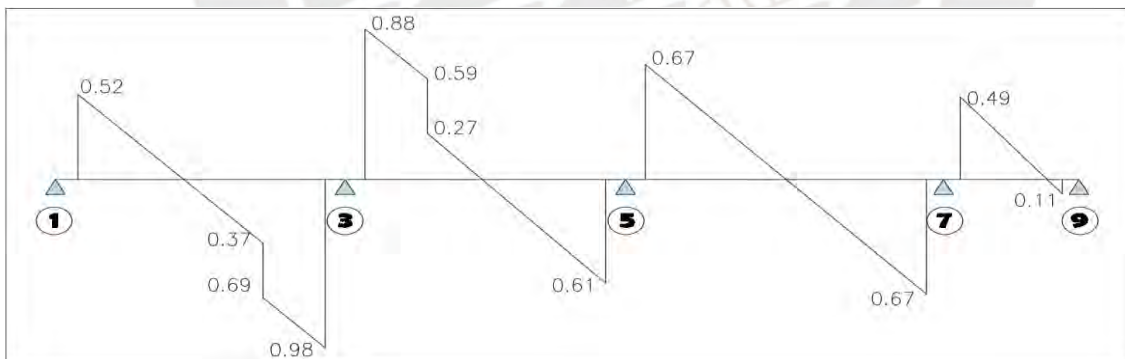


Figura 4.8. Envolvente de Fuerzas cortantes (ton) de Aligerado

Resultados obtenidos del software SAP2000

4.3.1) Acero Mínimo y Máximo en flexión

Mediante lo expresado en la Sección 4.2.2, se calcula el acero mínimo y máximo para el acero en flexión del aligerado convencional de 17 cm de peralte.

$$\text{Centro de Gravedad} = 11.3 \text{ cm} \quad \uparrow$$

$$\text{Inercia} = \frac{10 \cdot 12^3 + 40 \cdot 5^3}{12} + 10 \cdot 12 \cdot (11.3 - 6)^2 + 40 \cdot 5 \cdot (14.5 - 11.3)^2$$

$$\text{Inercia} = 7275 \text{ cm}^4$$

Tabla 4.3

Acero mínimo positivo y negativo de aligerado

Peralte (h)m	Peralte efectivo (d)m	M^{+cr} (kg - m)	M^{-cr} (kg - m)	As^{+min} (cm ²)	As^{-min} (cm ²)
0.17	0.14	185	370	0.34	0.91

Nota. Fuente: Elaboración propia

Para determinar el acero máximo, se calcula el área de acero que causa una falla balanceada.

$$As^{-balanceado} = 2.97 \text{ cm}^2, \quad As^{-max} = 0.75 \cdot 2.97 = 2.23 \text{ cm}^2$$

$$As^{+balanceado} = 9.35 \text{ cm}^2, \quad As^{+max} = 0.75 \cdot 9.35 = 7.01 \text{ cm}^2$$

4.3.2) Diseño por flexión

Dado el elemento con sección en forma T con peralte efectivo de 14 cm, el bloque de compresiones en zonas de momento positivo se encuentra en la zona superior, por lo que se asume un bloque con ancho rectangular constante de 40 cm; sin embargo, queda a cargo la verificación de su profundidad, ya que, si supera los 5 cm de espesor, la compresión también se encuentra en el alma y el volumen de compresión sería en forma de T. De similar manera con el momento negativo.

$$M_{neg}: b = 10 \text{ cm}, d = 14 \text{ cm} \text{ (si } c \leq 5 \text{ cm)}$$

$$M_{pos}: b = 40 \text{ cm}, d = 14 \text{ cm} \text{ (si } c \leq 12 \text{ cm)}$$

Consideraciones:

- Se trabajan con momentos negativos reducidos a la cara de los elementos de apoyo.
- En los extremos simplemente apoyados, el momento negativo se calcula mediante la expresión $M_u = w \cdot l_n^2 / 24$.
- Si se considera el acero mucho menor al mínimo se considera 1.3 veces el acero necesario.

Tramo 1-3:

- a) $Mu^- = 0.18 \text{ ton-m}$ $As = 0.35 \text{ cm}^2$
 Colocar 1-3/8" = 0.71 cm² $\emptyset Mn = 0.35 \text{ ton-m}$ (c=0.96)
- b) $Mu^- = 0.59 \text{ ton-m}$ $As = 1.25 \text{ cm}^2$
 Colocar 1-3/8" + 1-8mm = 1.21 cm² $\emptyset Mn = 0.58 \text{ ton-m}$ (c=3.45)
- c) $Mu^+ = 0.49 \text{ ton-m}$ $As = 0.95 \text{ cm}^2$
 Colocar 1-3/8" + 1-8mm = 1.21 cm² $\emptyset Mn = 0.62 \text{ ton-m}$ (c=0.66)

Tramo 3-5:

- d) $Mu^- = 0.60 \text{ ton-m}$ $As = 1.27 \text{ cm}^2$
 Colocar 1-3/8" + 1-8mm = 1.21 cm² $\emptyset Mn = 0.58 \text{ ton-m}$ (c=3.52)
- e) $Mu^- = 0.42 \text{ ton-m}$ $As = 0.86 \text{ cm}^2$
 Colocar 1-3/8" + 1-8mm = 1.21 cm² $\emptyset Mn = 0.58 \text{ ton-m}$ (c=2.39)
- f) $Mu^+ = 0.28 \text{ ton-m}$ $As = 0.54 \text{ cm}^2$
 Colocar 1-3/8" = 0.71 cm² $\emptyset Mn = 0.37 \text{ ton-m}$ (c=0.38)

Tramo 5-7:

- g) $Mu^- = 0.41 \text{ ton-m}$ $As = 0.84 \text{ cm}^2$
 Colocar 1-3/8" + 1-8mm = 1.21 cm² $\emptyset Mn = 0.58 \text{ ton-m}$ (c=2.33)
- h) $Mu^- = 0.38 \text{ ton-m}$ $As = 0.77 \text{ cm}^2$
 Colocar 1-3/8" + 1-8mm = 1.21 cm² $\emptyset Mn = 0.58 \text{ ton-m}$ (c=2.12)
- i) $Mu^+ = 0.37 \text{ ton-m}$ $As = 0.70 \text{ cm}^2$
 Colocar 1-3/8" = 0.71 cm² $\emptyset Mn = 0.37 \text{ ton-m}$ (c=0.48)

Tramo 7-9:

- j) $Mu^- = 0.40 \text{ ton-m}$ $As = 0.81 \text{ cm}^2$
 Colocar 1-3/8" + 1-8mm = 1.21 cm² $\emptyset Mn = 0.58 \text{ ton-m}$ (c=2.24)
- k) $Mu^- = 0.04 \text{ ton-m}$ $As = 0.07 \text{ cm}^2$
 Colocar 1 - 3/8" = 0.71 cm² $\emptyset Mn = 0.35 \text{ ton-m}$ (c=0.20)

4.3.3) Diseño por corte

El valor de la resistencia nominal al corte proporcionada por el concreto ($\emptyset Vc$) para el aligerado de 17 cm de espesor se calcula mediante la expresión 4.7.

Tabla 4.4

Verificación para ensanche en el Aligerado

	Tramo 1-3		Tramo 3-5		Tramo 5-7		Tramo 7-9	
Vu (ton)	0.50	0.98	0.88	0.61	0.67	0.67	0.48	0.11
ΦVc	1.01							
¿Ensanche?	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO

Nota. Fuente: Elaboración propia

En todos los tramos el valor de ΦVc sin realizar ensanches ($b_w=10$ cm) es mayor a la fuerza cortante última Vu ubicada a “d” de la cara del elemento de apoyo; por lo tanto, no será necesario colocar ensanches alternados.

4.3.4) Refuerzo de contracción y cambios de temperatura

Considerando la cuantía mínima de 0.0018, se calcula el área de acero necesario para resistir los esfuerzos por temperatura y cambios volumétricos por metro de ancho en una losa de 5 cm de peralte (diafragma superior del aligerado).

$$A_s = 0.0018 \cdot b \cdot t = 0.0018 \cdot 100 \cdot 5 = 0.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando varillas de acero de diámetro 1/4" ($A_s=0.32 \text{ cm}^2$), el espaciamiento será:

$$s \leq \frac{0.32}{0.90} \cdot 100 = 35.19 \text{ cm}$$

Este valor se encuentra limitado por el Artículo 9.7.3 de la Norma E.060 según:

$$S \leq 5t = 25 \text{ cm} \quad , \quad S \leq 40 \text{ cm}$$

Se decide reforzar con varillas de acero de 1/4” cada 25 cm perpendicular al sentido del aligerado.

4.3.5) Corte de fierro

Se realiza el corte de acero longitudinal utilizado para resistir momentos positivos y negativos según lo indicado en la Sección 4.2.5. Apoyado en el Diagrama de momentos últimos del aligerado, el diseño final de la losa aligerada se presenta en la Figura 4.9.

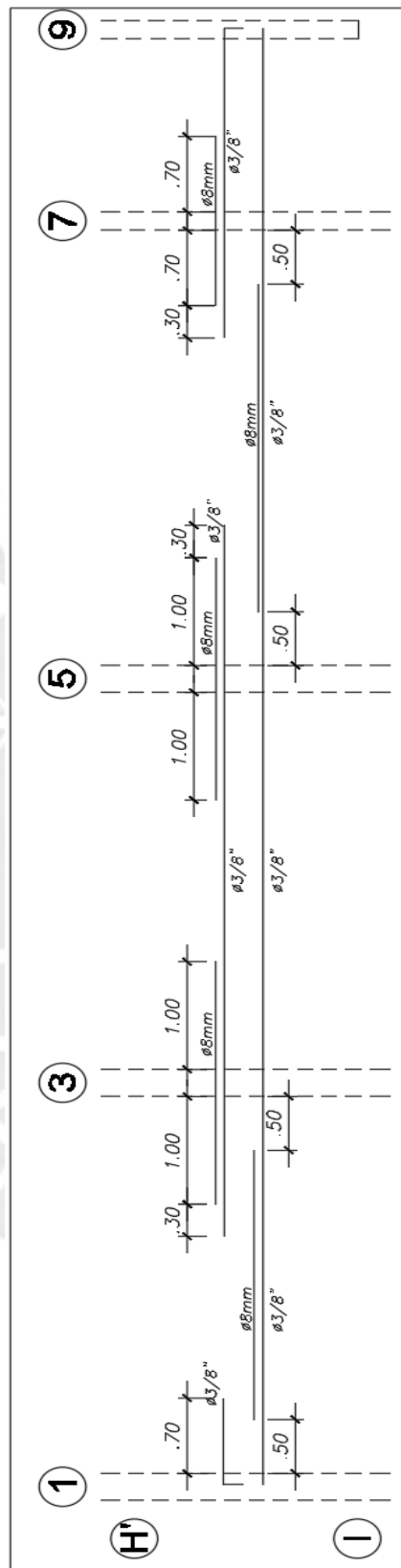


Figura 4.9. Diseño de losa aligerada (Ejes 1-9)

Elaboración propia

4.3.6) Control de deflexión y fisuración

Se analiza el control de deflexión y fisuración del tramo de la losa aligerada ubicado entre los ejes 1-3 por ser el más crítico.

El análisis de la sección (acero colocado por flexión, Momentos de servicio, Momento de agrietamiento e Inercia) en el extremo izquierdo, centro y extremo derecho del aligerado se presentan en la Tabla 4.5. Las inercias consideran el acero colocado, por lo que el momento de agrietamiento debe ser mayor al de la Tabla 4.3.

Tabla 4.5

Análisis para la deflexión de la losa aligerada

	Apoyo Izq	Centro	Apoyo Der	
As	0.50	0.00	1.21	cm ²
As	0.71	1.21	0.71	cm ²
Momentos de servicio				
Mcm	0.00	0.23	0.34	ton-m
Mcv	0.00	0.11	0.11	ton-m
Mcm+Mcv	0.00	0.35	0.45	ton-m
Sección No Fisurada				
I	7693	7925	7737	cm ⁴
Mcr	0.38	0.21	0.39	ton-m
Sección Agrietada				
Icr	634	1758	1299	cm ⁴

Nota. Fuente: Elaboración propia

En el centro y extremo derecho del tramo analizado, podemos observar que el Momento de servicio (Ms) es mayor al Momento de agrietamiento (Mcr), por lo que se considera la inercia de la sección agrietada (Icr). Caso contrario ocurre en el extremo izquierdo, en donde se considera la inercia de la sección no fisurada (I) considerando el acero colocado.

El valor de la inercia efectiva será:

$$I_{ef} = \frac{7693 + 2 \cdot 1758 + 1299}{4} = 3127 \text{ cm}^4$$

- Deflexiones inmediatas:

Las deflexiones inmediatas serán calculadas mediante la expresión 4.9.

$$\Delta i = \frac{5 \cdot L^2}{48 \cdot E_c \cdot I_{ef}} \cdot [M^+_{cl} - 0.1 \cdot (M_{izq} + M_{der})] \quad (4.9)$$

Debidas a la carga muerta: $\Delta i_{cm} = 0.37 \text{ cm}$
 Debidas a la carga viva: $\Delta i_{cv} = 0.19 \text{ cm}$

- Deflexiones diferidas:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50P'} \quad \xi = 2.0 \text{ (para 5 años o mas)}$$

Debidas a la carga muerta: $\Delta d_{cm} = 0.74 \text{ cm}$
 Debidas a la carga viva (30%): $\Delta d_{cv} (30\%) = 0.11 \text{ cm}$

- Deflexión límite:

$$\Delta_{lim} = L/240 = 350/240 = 1.46 \text{ cm}$$

En el cálculo de la deflexión intervienen:

Δd_{cm}	= 0.74 cm	(71%)
$\Delta d_{cv} (30\%)$	= 0.11 cm	(11%)
Δi_{cv}	= <u>0.19 cm</u>	(18%)
	1.05 cm	<u>Valor inferior al límite de la Norma</u>

Para el control de la fisuración se calcula el valor del parámetro Z mediante la expresión 4.8. El momento de servicio actuante es de 0.35 ton-m y el área de acero positivo de 1.21 cm²; para el caso de una vigueta, el valor “dc” será el mismo que γ_s debido a que se coloca una sola capa y con un valor igual a 3 cm.

- $f_s = 2296 \text{ kg/cm}^2$
- $A_{ct} = 2 \cdot 3 \cdot 40 = 240 \text{ cm}^2$
- $Z = 20576 \text{ kg/cm}$

Como el límite máximo es 26000 kg/cm, la vigueta no tiene problemas con la fisuración.

Capítulo 5. Diseño de losas macizas

5.1) Modelos y análisis estructural para cargas de gravedad

El análisis de losas macizas considera las cargas de gravedad y se diseña para las solicitaciones últimas mediante la combinación 1.4 CM + 1.7 CV.

La losa maciza tiene un espesor de 17 cm, el cual cumple con el valor mínimo exigido por el Artículo 9.6.3.2 de la Norma E.060:

- Según ítem (a), no debe ser inferior a 12.5 cm
- Según su Tabla 9.3, no debe ser menor a $ln/33 = 6.4$ cm.

El peso propio de esta se calcula a partir del peso específico del concreto armado indicado en la Tabla 1.1. El peralte efectivo de la losa será “ $d=h-3$ ”.

5.2) Procedimiento de diseño

Uno de los métodos de diseño de losas armadas en dos direcciones propuesto por la Norma E.060 es el Método de coeficientes; la losa a diseñar aprueba las limitaciones respecto a apoyos y dimensiones expresadas en su Artículo 13.7.1.

Estos elementos se diseñan para resistir flexión y corte; por lo tanto, M_n debe ser mayor que M_u y será necesario verificar que V_n sea capaz de resistir las fuerzas cortantes últimas (V_u).

5.2.1) Diseño por flexión

Los momentos flectores bajo condiciones de apoyo de la losa maciza se obtienen mediante las expresiones 5.1 y 5.2.

$$M_{a+/-} = C_a \cdot W_u \cdot A^2 \quad (5.1)$$

$$M_{b+/-} = C_b \cdot W_u \cdot B^2 \quad (5.2)$$

Donde

- M_a, M_b : Momento de flexión en la dirección A, B
- C_a, C_b : Coeficientes de momentos (Tablas 13.1 y 13.2 de la Norma E.060)
- W_u : Carga última por metro cuadrado
- A : Luz libre del tramo más corto
- B : Luz libre del tramo más largo

El acero necesario para resistir los momentos actuantes debe ser repartido tal que no exceda tres veces el espesor de la losa o 40 cm.

5.2.2) Acero Mínimo en flexión

La relación entre el área del acero y área de la sección (cuantía) será como mínimo 0.0018 para barras corrugadas; si se colocan dos capas de fierro, la cuantía mínima en cada una de ellas no será menor a 0.0012.

Por lo menos un tercio del refuerzo para momento negativo debe prolongarse hasta el borde de la losa.

5.2.3) Diseño por corte

El cálculo de la fuerza cortante en un ancho unitario en la losa se puede calcular a partir de la expresión 5.3. Esta fuerza está calculada en la sección crítica ubicada a una distancia “d” de la cara del elemento de apoyo.

$$Vu = w\left(\frac{A}{2} - d\right)\left(1,0 - 0,5\frac{A}{B}\right) \quad (5.3)$$

5.2.4) Refuerzo de retracción y cambios de temperatura

Esta cuantía debe ser controlada por el acero mínimo.

5.2.5) Corte o doblado de refuerzo longitudinal

El corte de acero de la losa maciza se realiza teniendo en cuenta los parámetros indicados en la Sección 4.2.5 o Figura 4.3.

5.2.6) Control de deflexiones y fisuración

En el Artículo 9.6.3.4 de la Norma E.060, se expresa que la Inercia efectiva y las deflexiones pueden ser determinadas a partir de los cálculos realizados en losas aligeradas y explicadas en la Sección 4.2.6. De similar manera con la fisuración.

5.3) Ejemplo de diseño

A modo de ejemplo se diseña la losa maciza ubicada entre los ejes E-F y 6-8 o 11-13. El análisis tiene en cuenta las condiciones de contorno; en base a las tablas de los coeficientes de la Norma E.060, existen tres tramos continuos; por lo tanto, usaremos los coeficientes del Caso 9.

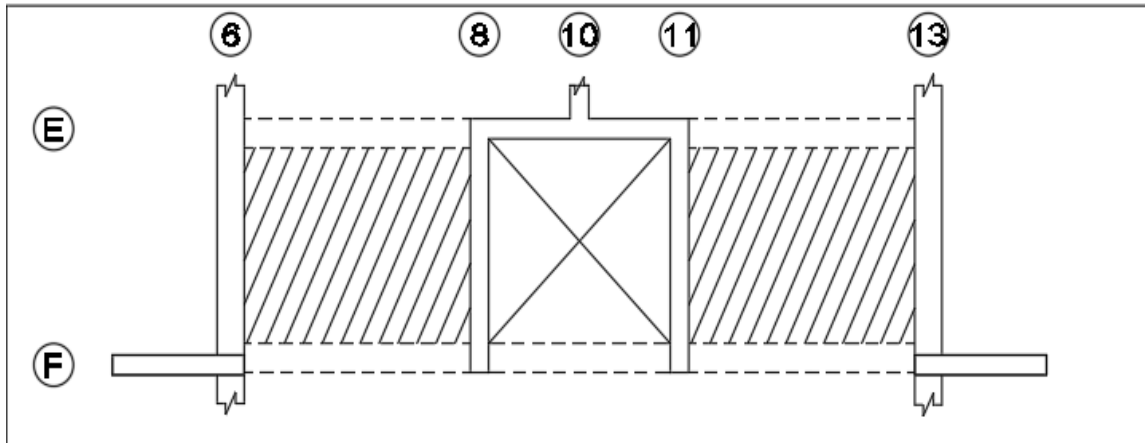


Figura 5.1. Ejemplo de losas macizas en planta de Estructuras

Elaboración propia

Las dimensiones de las luces de la losa maciza en la dirección X e Y son 2.10 y 1.70 metros respectivamente. La menor relación entre ellas es 0.81. En la Tabla 5.1 se presenta el metrado de las cargas en servicio que actúan en la losa maciza.

Tabla 5.1

Cargas de servicio por unidad de área de Losa maciza analizada

Peso de losa (PP)	2400 x 0.17	408	kg/m ²
Peso de piso terminado (PT)	100	100	kg/m ²
Sobrecarga	200	200	kg/m ²
Carga muerta (PP+PT)	W_{PP+PT}	508	kg/m ²
Carga viva (CV)	W_{CV}	200	kg/m ²

Nota. Fuente: Elaboración propia

A partir de ellas, se obtienen las cargas últimas para su diseño.

- $W_u_{PP+PT} = 1.4 \cdot 508 = 711 \text{ kg/m}^2$ (por unidad de área de losa)
- $W_u_{CV} = 1.7 \cdot 200 = 340 \text{ kg/m}^2$ (por unidad de área de losa)

5.3.1) Acero Mínimo y máximo en flexión

Se decide colocar dos capas de acero en cada dirección; por lo tanto, el área de acero mínimo por metro de ancho para una losa maciza de 17 cm de peralte será:

$$As_{min} = 0.0012 \cdot 100 \cdot 17 = 2.04 \text{ cm}^2/\text{m} - (2 \text{ capas})$$

El acero máximo se calcula a partir del área de acero que causa una falla balanceada, controlado además con el espaciamiento máximo exigido.

$$A_s^{+ \text{balanceado}} = 29.77 \text{ cm}^2/\text{m}, A_s^{+ \text{max}} = 0.75 \cdot 29.77 = 22.33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.3.2) Diseño por flexión

Mediante la menor relación de las luces, se interpolan los valores de los coeficientes indicados en las Tablas 13.1 y 13.2 de la Norma E.060 y se calculan los momentos a partir de las expresiones 5.1 y 5.2.

Tabla 5.2

Interpolación de coeficientes de la Norma E.060

A/B	Maneg	Mbneg	MaCM	MbCM	MaCV	MbCV
0.85	0.072	0.021	0.028	0.013	0.039	0.02
<u>0.81</u>	<u>0.074</u>	<u>0.018</u>	<u>0.029</u>	<u>0.011</u>	<u>0.041</u>	<u>0.018</u>
0.80	0.075	0.017	0.029	0.01	0.042	0.017

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 5.3

Coefficientes para momentos flectores

Coeficientes					
M-		M+ debido a CM		M+ debido a CV	
Ma _{neg}	0.074	Ma _{CM}	0.029	Ma _{CV}	0.041
Mb _{neg}	0.018	Mb _{CM}	0.011	Mb _{CV}	0.018

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 5.4

Momentos flectores según dirección de luz de losa maciza

M _A ⁻ =	0.23	ton-m
M _A ⁺ =	0.10	ton-m

M _B ⁻ =	0.08	ton-m
M _B ⁺ =	0.06	ton-m

Nota. Fuente: Elaboración propia

Finalmente, a partir de las expresiones de diseño por flexión indicado en la Sección 4.2.1, se calcula el área necesaria de acero por metro.

Tabla 5.5

Cálculo de acero necesario en la losa maciza por metro

Mu (ton-m)	0.22	0.08	0.10	0.06
b (cm)	100	100	100	100
d (cm)	17	17	17	17
As (cm ²)/m	0.41	0.15	0.18	0.11

Nota. Fuente: Elaboración propia

El diseño de la losa maciza consta de 2 capas de fierro de diámetro de 3/8" cada 25 cm en cada dirección, lo cual supera el acero mínimo de 2.04 cm²/m y lo admite el máximo espaciamiento.

- $s \leq 3 \cdot 17 = 51$ cm
- $s \leq 40$ cm

5.3.3) Diseño por corte

Se calcula la resistencia nominal al corte proporcionada por el concreto (ϕV_c) y se verifica que sea mayor a la fuerza cortante de diseño (V_u) con la expresión 5.3 para un ancho de 1 metro,

- $\phi V_c = 11.1$ ton/m
- $V_u = 0.43$ ton/m

5.3.4) Refuerzo de contracción y cambios de temperatura

El refuerzo de contracción y cambios de temperatura está controlado por el acero mínimo.

5.3.5) Corte o doblado de refuerzo longitudinal

Además de lo señalado en la Sección 4.2.5, se tendrá en cuenta que el refuerzo para el momento positivo debe tener por lo menos una longitud embebida recta o en gancho de por lo menos 15 cm en vigas según lo indica el Artículo.13.3.3 de la Norma E.060.

El diseño final de las losas macizas se presenta en la Figura 5.2.

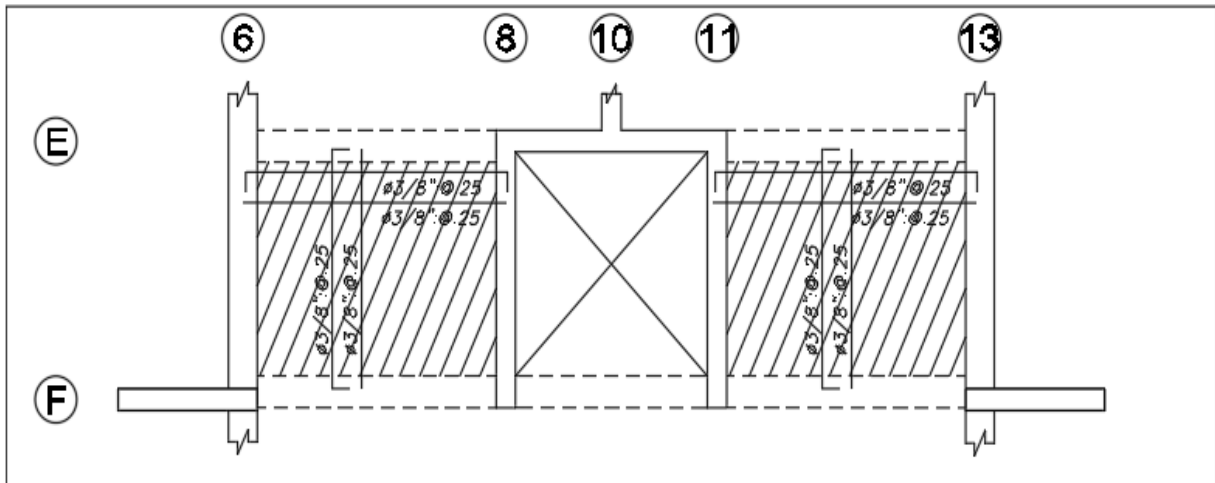


Figura 5.2. Diseño de losa maciza

Elaboración propia

5.3.6) Control de deflexiones y fisuración

Se analiza el control de deflexión y fisuración a lo largo del eje horizontal por ser el más crítico. Los cálculos son similares que para losa aligerada (Sección 5.2.6) pero analizando 1 metro de ancho efectivo, cuya inercia efectiva es igual a 41726 cm^4 .

- Deflexiones inmediatas:

Las deflexiones inmediatas serán calculadas mediante la expresión 4.9.

Debidas a la carga muerta: $\Delta i_{cm} = 0.001 \text{ cm}$

Debidas a la carga viva: $\Delta i_{cv} = 0.001 \text{ cm}$

- Deflexiones diferidas:

Debidas a la carga muerta: $\Delta d_{cm} = 0.002 \text{ cm}$

Debidas a la carga viva (30%): $\Delta d_{cv} (30\%) = 0.000 \text{ cm}$

- Deflexión límite:

$$\Delta_{lim} = L/240 = 210/240 = 0.88 \text{ cm}$$

En el cálculo de la deflexión intervienen:

$$\Delta d_{cm} = 0.002 \quad (58\%)$$

$$\Delta d_{cv} (30\%) = 0.000 \quad (16\%)$$

$$\Delta i_{cv} = \underline{0.001} \quad (26\%)$$

$$0.003 \text{ cm} \quad \underline{\text{Valor inferior al límite de la Norma}}$$

Para el control de la fisuración se calcula el valor del parámetro Z mediante la expresión 4.8 y se analiza para un metro de ancho. El momento de servicio actuante es de 0.05 ton-m y el área de acero de 2.13 cm²/m; para el caso de la losa maciza, el valor “ d_c ” será el mismo que γ_s debido a que se coloca una sola capa y con un valor igual a 3 cm.

- $f_s = 186 \text{ kg/cm}^2$
- $A_{ct} = 2 \cdot 3 \cdot 100 = 600 \text{ cm}^2$
- $Z = 2266 \text{ kg/cm}$

Como el límite máximo es 26000 kg/cm, la losa maciza no tiene problemas con la fisuración.



Capítulo 6. Diseño de vigas

6.1) Modelos y análisis estructural

Las vigas del edificio se encargan de transmitir esfuerzos a los elementos verticales (placas y columnas); asimismo, responden a movimientos sísmicos, por lo que serán analizadas y diseñadas de acuerdo al capítulo 21 de la Norma E.060.

El análisis de las vigas considera las solicitaciones últimas mediante la combinación más crítica correspondiente a las expresiones 1.1 a 1.5.

6.2) Procedimiento de diseño

Las vigas se diseñan para resistir flexión y corte. El momento nominal suministrado (M_n) debe ser mayor que los momentos que generan las cargas últimas que actúan sobre el elemento (M_u); a diferencia de las losas, la resistencia nominal en corte (V_n) está controlada por el concreto y el refuerzo de corte perpendicular al eje del elemento mediante el uso de estribos.

6.2.1) Diseño por flexión

A partir de la expresión 4.3 y la ecuación básica de resistencia en flexión $\phi M_n \geq M_u$, se calcula la cantidad necesaria de acero para diseñar el elemento.

6.2.2) Acero Mínimo y Máximo en flexión

El área de acero mínima se puede calcular mediante la expresión 4.4 usado en losas aligeradas; sin embargo, la Norma admite reforzar las vigas de secciones rectangulares con el acero mínimo resultante de la expresión 6.1.

$$A_s \min = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b \cdot d \quad (6.1)$$

Para evitar una falla frágil, el acero máximo en la sección será el 75% del acero que causa la falla balanceada.

6.2.3) Diseño por corte

La fuerza de corte en vigas es resistida por el concreto ϕV_c y el refuerzo de acero al corte ϕV_s .

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s \quad (6.2)$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (6.3)$$

A partir de las expresiones anteriores, se puede calcular la resistencia nominal al corte que debe proporcionar el refuerzo por cortante.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (6.4)$$

La Norma limita la contribución del acero de refuerzo al corte para evitar una falla del concreto comprimido mediante la expresión 6.5. Si no cumple, se puede aumentar las dimensiones de la viga o el valor de la resistencia a la compresión del concreto (f'_c).

$$V_s \leq 2.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (6.5)$$

El espaciamiento necesario del acero de refuerzo para cumplir con esta resistencia se determina mediante la expresión 6.6, donde A_v es el área total del estribo ubicado en el alma del elemento que alcanza una grieta de 45° .

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad (6.6)$$

Este espaciamiento es limitado por norma según los siguientes criterios:

- Si $V_s \leq 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$, $s \leq 60$ cm ó $s \leq d/2$
- Si $V_s > 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$, $s \leq 30$ cm ó $s \leq d/4$

En el punto donde el concreto sea capaz de resistir la fuerza cortante y teóricamente no sea necesario el uso de estribos, la norma recomienda colocar estribos mínimos según el siguiente criterio:

- En la zona donde $0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$, el espaciamiento no debe exceder al menor de las siguientes expresiones:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y}{0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w} \quad (6.7)$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y}{3.5 \cdot b_w} \quad (6.8)$$

- Para valores menores a $0.5\phi V_c$, se colocan estribos de montaje.

Dentro del Capítulo 21 de la Norma E.060 y teniendo en consideración que se busca evitar una falla frágil y predomine la falla dúctil (flexión), se debe realizar un ajuste del cortante a la capacidad a flexión instalada en la viga.

La Norma E.060 sugiere que la fuerza cortante de diseño para vigas que resisten efectos sísmicos no debe ser menor que el menor valor de entre los siguientes criterios:

- a) La suma del cortante asociado con los momentos nominales del elemento restringido de su luz libre más el cortante isostático para cargas de gravedad tributarias amplificadas por un factor de 1.25.
- b) El cortante máximo obtenido de las siguientes combinaciones:
 - $1.25(CM+CV) + 2.5S$
 - $1.25(CM+CV) - 2.5S$
 - $0.9CM + 2.5S$
 - $0.9CM - 2.5S$

Con el fin de evitar la pérdida de recubrimiento, la norma indica que los estribos cerrados de confinamiento tendrán las siguientes características:

- Doblez de gancho con ángulo menor o igual a 135° .
- Barras longitudinales separadas a lo más 15 cm.

Con el fin de buscar rótulas plásticas en los extremos de las vigas, esta debe estar confinada en una zona con una distancia de “2h” con estribos cerrados (confinados) desde la cara del elemento de apoyo. El primer refuerzo transversal se coloca a menos de 10 cm. El espaciamiento del resto de estribos en esta zona no debe exceder del menor valor de:

- $d/4$, no es necesario menor a 15 cm
- 10 veces del menor diámetro de las barras longitudinales
- 24 veces el diámetro del estribo confinado
- 30 cm

Fuera de la zona de confinamiento, se colocarán estribos espaciados como máximo a $0.5 \cdot d$.

6.2.4) Corte o doblado de refuerzo longitudinal

El corte de acero de las vigas se realiza teniendo en cuenta los parámetros indicados en el Capítulo 12 de la Norma E.060, según lo explicado en la Sección 4.2.5 o Figura 4.3.

6.2.5) Control de deflexiones y fisuración

Para el control de deflexiones y fisuración de las vigas, se tiene en consideración lo indicado en la Sección 4.2.6 (elementos sometidos a flexión).

6.3) Ejemplo de diseño de vigas peraltadas

A modo de ejemplo se diseña la viga continua VT-02 (25x50) ubicada a lo largo del eje A; el análisis tiene en cuenta tres tramos los cuales se apoyan en columnas y placas. Las cargas de gravedad que soporta se presentan a continuación.

1. Tramo G-F

- Peso propio = $0.25 \cdot 0.50 \cdot 2400 = 300 \text{ kg/m}$
- Piso terminado = $0.10 \cdot 100 = 10 \text{ kg/m}$
- Tabiquería + tarrajeo = $1.1 \cdot 0.13 \cdot 1350 + 1.1 \cdot 0.02 \cdot 2000 = 237 \text{ kg/m}$
- Ventana = 40 kg/m
- Sobrecarga = $0.10 \cdot 200 = 20 \text{ kg/m}$

2. Tramo F-D

- Peso propio = $0.25 \cdot 0.50 \cdot 2400 = 300 \text{ kg/m}$
- Piso terminado = $0.25 \cdot 100 = 25 \text{ kg/m}$
- Mampara = 80 kg/m
- Sobrecarga = $0.25 \cdot 200 = 50 \text{ kg/m}$

3. Tramo D-A

- Peso propio = $0.25 \cdot 0.50 \cdot 2400 = 300 \text{ kg/m}$
- Piso terminado = $0.10 \cdot 100 = 10 \text{ kg/m}$
- Tabiquería + tarrajeo (inc. Ventana) = 277 kg/m
- Tabiquería + tarrajeo (sin Ventana) = 496 kg/m
- Sobrecarga = $0.10 \cdot 200 = 20 \text{ kg/m}$
- Carga Muerta Puntual (Viga chata) = 1.09 ton

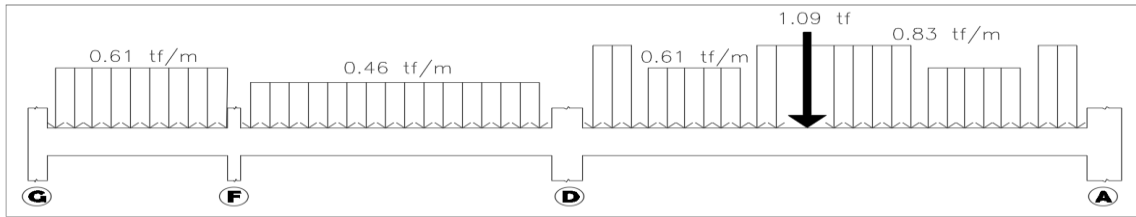


Figura 6.1. Cargas de gravedad en servicio de la Viga VT-02

Elaboración propia

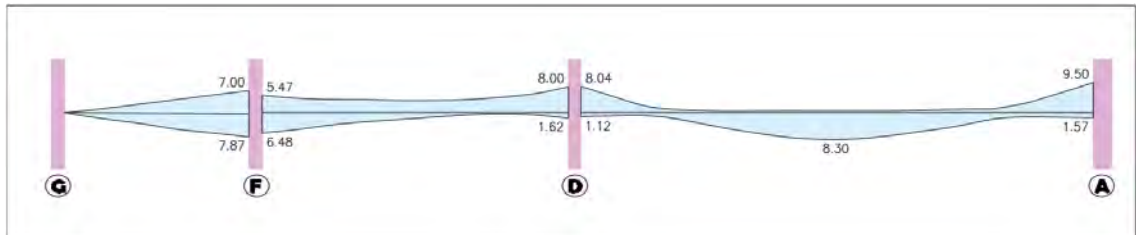


Figura 6.2. Envoltura de Momentos flectores (ton-m) de la Viga VT-02

Resultados obtenidos del software SAP2000

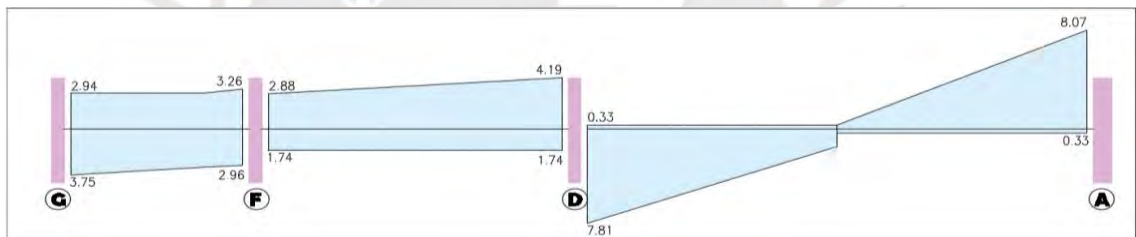


Figura 6.3. Envoltura de Fuerzas cortantes (ton) de la Viga VT-02

Resultados obtenidos del software SAP2000

6.3.1) Acero mínimo y máximo en flexión

Mediante lo presentado en la Sección 6.2.2 del presente informe, se calcula el acero mínimo y máximo para el acero en flexión de una viga rectangular de 25x50, con un peralte efectivo $d=44$ cm o 42 cm para una o dos capas.

Tabla 6.1

Acero mínimo positivo y negativo para la Viga VT-02

Peralte h (m)	Peralte efectivo d (m)	A_s^+ min (cm ²)	A_s^- min (cm ²)
0.50	0.44	2.64	2.64
0.50	0.42	2.52	2.52

Nota. Fuente: Elaboración propia

Para determinar el acero máximo, se calcula el acero que causa una falla balanceada.

$$\begin{aligned}
 1 \text{ capa:} \quad & A_s \text{ balanceado} = 23.37 \text{ cm}^2 \\
 & A_s \text{ max} = 0.75 \cdot 23.37 = 17.53 \text{ cm}^2 \\
 2 \text{ capas:} \quad & A_s \text{ balanceado} = 22.32 \text{ cm}^2 \\
 & A_s \text{ max} = 0.75 \cdot 22.32 = 16.74 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

6.3.2) Diseño por flexión

A partir de los momentos obtenidos de las combinaciones presentadas en las expresiones 1.1 a 1.5 (Figura 6.2) se calcula el área de acero necesario en cada tramo de la viga VT-02.

Tramo G-F:

$$\begin{aligned}
 \text{a) } & Mu_- = 7.00 \text{ ton-m} \quad A_s = 4.42 \text{ cm}^2 \\
 & \text{Colocar } 2-5/8'' + 1-1/2'' = 5.29 \text{ cm}^2 \quad \Phi Mn = 8.30 \text{ ton-m} \quad (c=4.62) \\
 \text{b) } & Mu_+ = 7.87 \text{ ton-m} \quad A_s = 5.00 \text{ cm}^2 \\
 & \text{Colocar } 2-5/8'' + 1-1/2'' = 5.29 \text{ cm}^2 \quad \Phi Mn = 8.30 \text{ ton-m} \quad (c=5.23)
 \end{aligned}$$

Tramo F-D:

$$\begin{aligned}
 \text{c) } & Mu_- = 5.47 \text{ ton-m} \quad A_s = 3.41 \text{ cm}^2 \\
 & \text{Colocar } 2-5/8'' + 1-1/2'' = 5.29 \text{ cm}^2 \quad \Phi Mn = 8.30 \text{ ton-m} \quad (c=3.57) \\
 \text{d) } & Mu_- = 8.00 \text{ ton-m} \quad A_s = 5.09 \text{ cm}^2 \\
 & \text{Colocar } 2-5/8'' + 1-1/2'' = 5.29 \text{ cm}^2 \quad \Phi Mn = 8.30 \text{ ton-m} \quad (c=5.32) \\
 \text{e) } & Mu_+ = 6.48 \text{ ton-m} \quad A_s = 4.07 \text{ cm}^2 \\
 & \text{Colocar } 2-5/8'' + 1-1/2'' = 5.29 \text{ cm}^2 \quad \Phi Mn = 8.30 \text{ ton-m} \quad (c=4.26) \\
 \text{f) } & Mu_+ = 1.62 \text{ ton-m} \quad A_s = 0.98 \text{ cm}^2 \\
 & \text{Colocar } 2-5/8'' = 4.00 \text{ cm}^2 \quad \Phi Mn = 6.37 \text{ ton-m} \quad (c=1.03)
 \end{aligned}$$

Tramo D-A:

$$\begin{aligned}
 \text{g) } & Mu_- = 8.04 \text{ ton-m} \quad A_s = 5.11 \text{ cm}^2 \\
 & \text{Colocar } 2-5/8'' + 1-1/2'' = 5.29 \text{ cm}^2 \quad \Phi Mn = 8.30 \text{ ton-m} \quad (c=5.34) \\
 \text{h) } & Mu_- = 9.50 \text{ ton-m} \quad A_s = 6.45 \text{ cm}^2 \\
 & \text{Colocar } 2-5/8'' + 2-1/2'' = 6.58 \text{ cm}^2 \quad \Phi Mn = 9.68 \text{ ton-m} \quad (c=6.74) \\
 \text{i) } & Mu_+ = 1.12 \text{ ton-m} \quad A_s = 0.68 \text{ cm}^2 \\
 & \text{Colocar } 2-5/8'' = 4.00 \text{ cm}^2 \quad \Phi Mn = 6.37 \text{ ton-m} \quad (c=0.71)
 \end{aligned}$$

- j) $Mu+ = 8.30 \text{ ton-m}$ $As = 5.29 \text{ cm}^2$
 Colocar $2-5/8'' + 1-1/2'' = 5.29 \text{ cm}^2$ $\Phi Mn = 8.30 \text{ ton-m}$ (c=5.53)
- k) $Mu+ = 1.57 \text{ ton-m}$ $As = 0.95 \text{ cm}^2$
 Colocar $2-5/8'' = 4.00 \text{ cm}^2$ $\Phi Mn = 6.37 \text{ ton-m}$ (c=1.00)

6.3.3) Diseño por corte

El diámetro de los estribos usados en la viga será de $3/8''$. La norma admite el uso de este diámetro para barras longitudinales de hasta $1''$.

Calculado mediante la expresión 6.3, el valor de la resistencia nominal al corte proporcionada por el concreto ϕV_c es igual a 8.45 toneladas. Este es mayor que la fuerza cortante producida por las combinaciones de carga (Figura 6.3).

Si no fuera una viga sísmica sería posible colocar estribos de montaje; sin embargo, la norma sugiere realizar un Diseño por capacidad.

Cortante por capacidad V(a) y Cortante por amplificación de sismo x 2.5 V(b)

En cada uno de los tramos de la viga, se calcula la fuerza cortante de diseño V_u por capacidad y amplificando el sismo siguiendo los criterios indicados en la Sección 6.2.3.

Tramo G-F:

$$- l_n \approx 2.28 \text{ m}$$

$$V(a) = \frac{Mni + Mnd}{l_n} + \frac{W(1.25cm + 1.25cv) * l_n}{2} = 7.15 + 0.86 = 8.01 \text{ ton}$$

$$V(b) = 8.44 \text{ ton}$$

Para el tramo G-F de la viga VT-02, la fuerza cortante de diseño será 8.01 toneladas. Al colocar estribos con acero de diámetro $3/8''$, el espaciamiento necesario es muy elevado (expresión 6.6) que supera al necesario en la zona de confinamiento y en la zona central.

Dentro de la zona de confinamiento de una longitud igual a $2h = 1$ metro, el espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento de la viga no será menor que:

- 15 cm
- $10 \cdot db = 10 \cdot 1/2'' \cdot 2.54 = 12.7 \text{ cm}$

- $24 \cdot d_e = 24 \cdot 3/8'' \cdot 2.54 = 22.9 \text{ cm}$
- 30 cm

Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento entre estribos sugerido será:

- $0.5d = 0.5 \cdot 44 = 22 \text{ cm}$

La distribución de estribos en el tramo G-F de la viga VP-02 a partir de la cara del elemento del apoyo será:

$$1@0.05, 8@0.125, \text{Rto.}@0.20 \text{ m}$$

Tramo F-D:

$$- l_n \approx 4.10 \text{ m}$$

$$V(a) = \frac{Mni + Mnd}{l_n} + \frac{W(1.25cm + 1.25cv) * l_n}{2} = 4.49 + 0.93 = 5.42 \text{ ton}$$

$$V(b) = 6.98 \text{ ton}$$

Siguiendo el mismo criterio usado en el primer tramo, la distribución de estribos en el tramo a partir de la cara del elemento del apoyo será:

$$1@0.05, 8@0.125, \text{Rto.}@0.20 \text{ m}$$

Tramo D-A:

$$- l_n \approx 6.55 \text{ m}$$

$$V(a) = \frac{Mni + Mnd}{l_n} + \frac{W(1.25cm + 1.25cv) * l_n}{2} = 2.80 + 4.08 = 6.88 \text{ ton}$$

$$V(b) = 9.13 \text{ ton}$$

Siguiendo el mismo criterio usado en el primer tramo, la distribución de estribos en el tramo a partir de la cara del elemento del apoyo será:

$$1@0.05, 8@0.125, \text{Rto.}@0.20 \text{ m}$$

6.3.4) Corte de fierro

Como se ha indicado en la Sección 4.25, se realiza el corte necesario de acero usado para momentos positivos y negativos. El diseño final de la viga VT-02 se presenta en la Figura 6.4.

6.3.5) Control de deflexiones y fisuración

Se analiza el control de deflexión y fisuración del tramo de la viga VT-02 ubicado entre los ejes D-A por ser el más crítico.

El análisis de la sección (acero colocado por flexión, Momentos de servicio, Momento de agrietamiento e Inercia) en el extremo izquierdo, centro y extremo derecho del tramo D-A de la viga se muestran en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2

Análisis para la deflexión del tramo D-A de la Viga VT-02

	Apoyo Izq	Centro	Apoyo Der	
As	5.29	4.00	6.58	cm ²
As	4.00	5.29	4.00	cm ²
Momentos de servicio				
Mcm	2.60	3.29	3.40	ton-m
Mcv	0.08	0.04	0.05	ton-m
Mcm+Mcv	2.68	3.33	3.45	ton-m
Sección No Fisurada				
I	290113	290113	294145	cm ⁴
Mcr	3.38	3.38	3.44	ton-m
Sección Agrietada				
Icr	67260	67260	80446	cm ⁴

Nota. Fuente: Elaboración propia

En el extremo derecho del tramo analizado, podemos observar que el Momento de servicio (M_s) es mayor al Momento de agrietamiento (M_{cr}), por lo que se considera la inercia de la sección agrietada (I_{cr}). Caso contrario ocurre en el extremo izquierdo y central, en donde se considera la inercia de la sección no fisurada (I) considerando el acero colocado.

El valor de la inercia efectiva será:

$$I_{ef} = \frac{290113 + 2 \cdot 290113 + 80446}{4} = 237696 \text{ cm}^4$$

- Deflexiones inmediatas:

Las deflexiones inmediatas serán calculadas mediante la expresión 4.9

Debidas a la carga muerta: $\Delta_i \text{ cm} \approx 0.230 \text{ cm}$
 Debidas a la carga viva: $\Delta_i \text{ cv} \approx 0.002 \text{ cm}$

- Deflexiones diferidas:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50P'} \quad \xi = 2.0 \text{ (para 5 años o mas)}$$

$$P' = \frac{4.00}{25 \cdot 50} = 0.3\%$$

Debidas a la carga muerta: $\Delta d \text{ cm} \approx 0.396 \text{ cm}$
 Debidas a la carga viva (30%): $\Delta d \text{ cv (30\%)} \approx 0.001 \text{ cm}$

- Deflexión límite:

$$\Delta_{\text{lim}} = L/240 = 655/240 = 2.73 \text{ cm}$$

En el cálculo de la deflexión intervienen:

$\Delta d \text{ cm}$	$\approx 0.396 \text{ cm}$	(99.1%)
$\Delta d \text{ cv (30\%)}$	$\approx 0.001 \text{ cm}$	(0.3%)
$\Delta i \text{ cv}$	$\approx \underline{0.002 \text{ cm}}$	(0.6%)
	0.40 cm	<u>Valor inferior al límite de la Norma</u>

Para el control de la fisuración se calcula el valor del parámetro Z mediante la expresión 4.8. El momento de servicio actuante es de 3.33 ton-m y el área de acero de 5.29 cm² (colocado en una sola capa).

- $f_s = 1590 \text{ kg/cm}^2$
- $A_{ct} = 2 \cdot 6 \cdot 25 = 300 \text{ cm}^2$
- $Z = 19337 \text{ kg/cm}$

Como el límite máximo es 26000 kg/cm, la viga VT-02 no tiene problemas con la fisuración.

6.4) Ejemplo de diseño de viga chata

A modo de ejemplo se diseña la viga chata de 20x17 cm ubicada entre los ejes C-D y 2-4; el análisis tiene en cuenta que se ubica paralela al sentido del aligerado y que además carga un tabique en toda su longitud. Las cargas que soporta se presentan en la Tabla 6.3.

Tabla 6.3

Cargas de servicio de la Viga chata

Peso propio (PP)	0.20x0.17x2400	82	kg/m
Carga distribuida (Tabique)	2.63x0.13x1350	462	kg/m
Tarrajeo (Tabique)	2.63x0.02x2000	105	kg/m
Carga muerta	W_{CM}	649	kg/m
Carga viva	W_{CV}	0	kg/m

Nota. Fuente: Elaboración propia

Finalmente, se obtiene el diagrama de momentos y fuerzas cortantes últimas para una combinación de cargas de $1.4CM + 1.7CV$ (Figura 6.6 y 6.7).

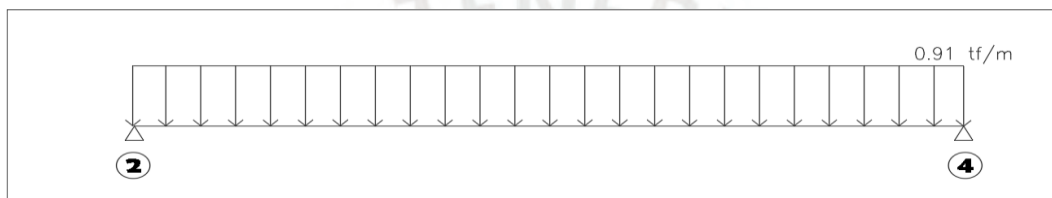


Figura 6.5. Cargas últimas de la Viga chata (L=3.35 m)

Elaboración propia

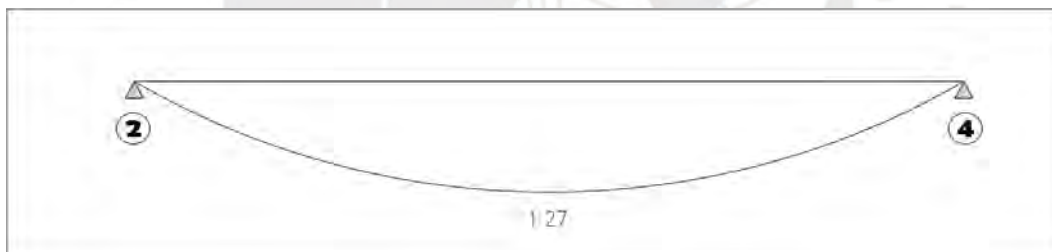


Figura 6.6. Diagrama de Momentos flectores últimos de la Viga chata (ton-m)

Resultados obtenidos del software SAP2000

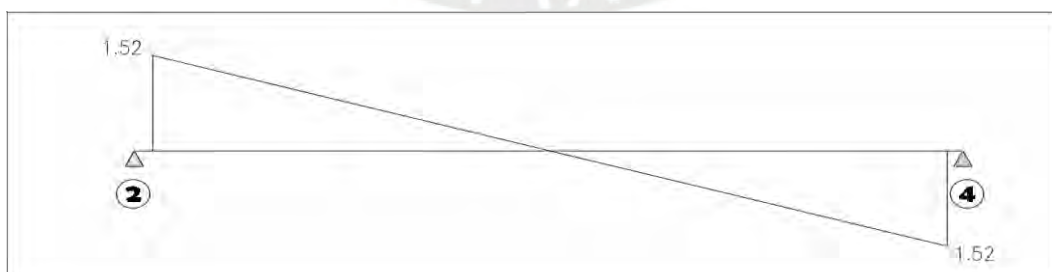


Figura 6.7. Diagrama de Fuerzas cortantes últimas de la Viga chata (ton)

Resultados obtenidos del software SAP2000

6.4.1) Acero mínimo y máximo en flexión

Mediante lo presentado en la Sección 6.2.2, se calcula el acero mínimo y máximo para el acero en flexión de una viga de 20x17 con un peralte efectivo $d=14$ cm para una capa de acero.

Tabla 6.4

Acero mínimo positivo y negativo para la Viga chata

Peralte (h)m	Peralte efectivo (d)m	As^+ min (cm^2)	As^- min (cm^2)
0.17	0.14	0.67	0.67

Nota. Fuente: Elaboración propia

Para determinar el acero máximo, se calcula el área de acero que causa una falla balanceada.

$$As \text{ balanceado} = 5.95 \text{ cm}^2, \quad As \text{ max} = 0.75 * 5.95 = 4.46 \text{ cm}^2$$

6.4.2) Diseño por flexión

A partir de los valores obtenidos se calcula el área de acero necesario en la viga chata mediante la expresión 4.3.

$$a) \quad Mu+ = 1.27 \text{ ton-m} \quad As = 2.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Colocar } 2-1/2'' = 2.58 \text{ cm}^2 \quad \Phi Mn = 1.22 \text{ ton-m } (-3.9\%) \quad (c=3.52)$$

En la zona de momentos negativos se colocan 2 fierros de 3/8" de diámetro para cumplir con el acero mínimo.

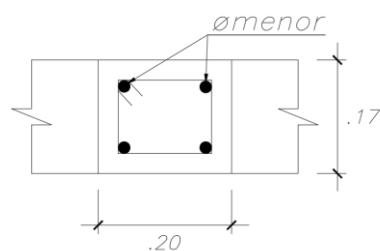
6.4.3) Diseño por corte

El diámetro de los estribos usados en la viga chata será de 8 mm. La norma admite el uso de este diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8".

El espaciamiento se calcula a partir de las expresiones 6.2 a 6.8 para una cortante ubicada a "d" de la cara.

- $Vu \text{ lim} = 1.52 \text{ ton}$
- $Vc = 2.15 \text{ ton}$
- $Vu \text{ lim} \leq \phi Vc$ (No se necesitan estribos)

Los estribos de montaje de 8 mm de diámetro en la viga chata se distribuyen según: **1@0.05, 4@0.10, Rto.@0.25.**



$2\phi 3/8'' + 2\phi 1/2''$
 $\square 8mm \ 1\phi @.05, 4\phi @.10, Rto. @.25$

Figura 6.8. Diseño de la Viga chata

Elaboración propia

6.4.4) Control de deflexiones y fisuración

El análisis de la sección (acero colocado por flexión, Momentos de servicio, Momento de agrietamiento e Inercia) en el extremo izquierdo, centro y extremo derecho de la viga chata se muestran en la Tabla 6.5.

Tabla 6.5

Análisis para la deflexión de la Viga chata

	Apoyo Izq	Centro	Apoyo Der	
As	1.42	1.42	1.42	cm ²
As	2.58	2.58	2.58	cm ²
Momentos de servicio				
M _{cm}	0.00	0.91	0.00	ton-m
M _{cv}	0.00	0.00	0.00	ton-m
M _{cm} +M _{cv}	0.00	0.91	0.00	ton-m
Sección No Fisurada				
I	9149	9149	9149	cm ⁴
M _{cr}	0.31	0.32	0.31	ton-m
Sección Agrietada				
I _{cr}	1700	2729	1700	cm ⁴

Nota. Fuente: Elaboración propia

En el centro de la viga chata, el Momento de servicio (M_s) es mayor al Momento de agrietamiento (M_{cr}), por lo que se considera la inercia de la sección agrietada (I_{cr}). Caso contrario ocurre en los extremos, en donde se considera la inercia de la sección no fisurada (I) considerando el acero colocado.

El valor de la inercia efectiva será:

$$I_{ef} = \frac{9149 + 2 \cdot 2729 + 9149}{4} = 5939 \text{ cm}^2$$

- Deflexiones inmediatas:

Las deflexiones inmediatas serán calculadas mediante la expresión 4.9

Debidas a la carga muerta: $\Delta i \text{ cm} = 0.70 \text{ cm}$

Debidas a la carga viva: $\Delta i \text{ cv} = 0.00 \text{ cm}$

- Deflexiones diferidas:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50P'} \quad \xi = 2.0 \text{ (para 5 años o mas)}$$

$$P' = \frac{1.42}{20 \cdot 17} = 0.4\%$$

Debidas a la carga muerta: $\Delta d \text{ cm} = 1.15 \text{ cm}$

Debidas a la carga viva (30%): $\Delta d \text{ cv (30\%)} = 0.00 \text{ cm}$

- Deflexión límite:

$$\Delta_{lim} = L/240 = 310/240 = 1.29 \text{ cm}$$

En el cálculo de la deflexión intervienen:

$$\Delta d \text{ cm} = 1.15 \text{ cm} \quad (100\%)$$

$$\Delta d \text{ cv (30\%)} = 0.00 \text{ cm} \quad (0\%)$$

$$\Delta i \text{ cv} = 0.00 \text{ cm} \quad (0\%)$$

$$1.15 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{Valor inferior al límite de la Norma}}}$$

Para el control de la fisuración se calcula el valor del parámetro Z mediante la expresión 4.8. El momento de servicio actuante es de 0.91 ton-m y el área de acero de 2.58 cm² (colocado en una sola capa).

- $f_s = 2799 \text{ kg/cm}^2$
- $A_{ct} = 2 \cdot 4 \cdot 20 = 160 \text{ cm}^2$
- $Z = 24124 \text{ kg/cm}$

Como el límite máximo es 26000 kg/cm, la viga chata no tiene problemas con la fisuración.

Capítulo 7. Diseño de columnas

7.1) Modelo y análisis estructural

Las columnas del edificio se encargan de transmitir los esfuerzos recibidos de las vigas hacia la cimentación; asimismo, responden a movimientos sísmicos, por lo que serán analizadas y diseñadas de acuerdo al Capítulo 21 de la Norma E.060.

El análisis de las columnas considera las solicitaciones últimas mediante la combinación más crítica correspondiente a las expresiones 1.1 a 1.5.

7.2) Procedimiento de diseño

7.2.1) Diseño por Flexocompresión

A partir de una sección transversal plana con dimensiones y refuerzo de acero conocidos, variando la posición del eje neutro se obtienen valores de cargas axiales y momentos resistentes propios del elemento ($\emptyset P_n$, $\emptyset M_n$). Con ello se construye un diagrama con valores resistentes a cargas axiales y momentos de la sección conocido como Diagrama de Interacción.

La resistencia nominal en compresión de una columna está controlada por el concreto y acero y se calcula mediante la expresión 7.1.

$$P_o = A_{st} \cdot f_y + 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) \quad (7.1)$$

En el Diagrama de Interacción se encuentra el punto notable de compresión pura. La norma considera que la carga máxima que produce esta falla se calcula como:

$$P_n \max = 0.8 \cdot P_o \quad (7.2)$$

$$P_u \max = \emptyset \cdot 0.8 \cdot P_o \quad (7.3)$$

El factor de reducción de resistencia para flexocompresión \emptyset , considera el rango:

- $\emptyset = 0.90$, si $P_u \leq 0$
- $\emptyset = 0.70$, si $P_u \geq 0.1 f'_c A_g$
- Donde $0 \leq P_u \leq 0.1 f'_c A_g$, \emptyset varía linealmente.

7.2.2) Acero Mínimo y Máximo

El artículo 21.4.5.1 de la Norma E.060 exige una cuantía del refuerzo longitudinal de elementos a compresión comprendida entre 1% y 6% para elementos con responsabilidad sísmica. En caso la cuantía supere el 4%, será necesario detallar la unión viga-columna por motivos de congestionamiento de acero. En caso la cuantía exceda el 6% será necesario aumentar las dimensiones del elemento.

7.2.3) Diseño por Corte

La resistencia al corte en columnas lo proporciona el concreto y el refuerzo de acero al corte. El primero puede calcularse mediante la expresión 7.4.

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) \quad (7.4)*$$

Donde Nu es la carga axial en kg (positivo en compresión) y Ag es el área bruta de la sección (cm²).

**Esta ecuación será usada si es que la carga axial es considerablemente grande (mayor a 10% * f'c * Ag), caso contrario se utilizará la expresión 6.3 para elementos sometido únicamente a cortante y flexión.*

Por otro lado, la resistencia nominal al corte necesaria por refuerzo de cortante y el espaciamiento de estribos se calcula mediante expresiones antes planteadas.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad , \quad s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

Dentro del Capítulo 21 de la Norma E.060 y teniendo en consideración que se busca evitar una falla frágil y predomine la falla dúctil (flexión), se debe realizar un ajuste del cortante a la capacidad a flexión instalada en la columna.

La Norma E.060 sugiere que la fuerza cortante de diseño para columnas que resisten efectos sísmicos no debe ser menor que el menor valor de entre los siguientes criterios:

- a) La suma del cortante asociado con los momentos nominales del elemento restringido de su luz libre más el cortante isostático para cargas de gravedad tributarias amplificadas

por un factor de 1.25.

b) El cortante máximo obtenido de las siguientes combinaciones:

$$- 1.25(CM+CV) + 2.5S$$

$$- 1.25(CM+CV) - 2.5S$$

$$- 0.9CM + 2.5S$$

$$- 0.9CM - 2.5S$$

Zona confinada:

Para buscar rótulas plásticas en los extremos de las columnas, esta debe estar confinada en una zona con una distancia de “Lo” con estribos cerrados de confinamiento desde la cara del elemento de apoyo. “Lo” no debe ser menor que:

- Altura libre/6
- Mayor dimensión de la columna
- 50 cm

El espaciamiento de los estribos correspondiente a la zona de confinamiento no debe ser menor que:

- 8 veces el menor diámetro de las barras longitudinales
- La mitad de la menor dimensión transversal de la columna
- 10 cm

Zona No confinada (pandeo):

Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento de los estribos no debe ser menor que:

- 16 veces el menor diámetro de las barras longitudinales
- 48 veces el diámetro del estribo confinado
- La menor dimensión de la columna

Queda a cargo verificar o disponer del espaciamiento requerido por fuerza cortante en todo el elemento y no será mayor a 30 cm.

Nudo:

- En la unión viga-columna, la separación no debe exceder los 15 cm.

7.3) Ejemplo de diseño

A modo de ejemplo se diseña la columna C-7 (25x45) ubicada entre los ejes G-5. Las cargas de gravedad actuantes se presentan a continuación.

Tabla 7.1

Metrado de cargas de la columna C-7 de un piso típico

Elemento	Fórmula	Peso Parcial (Kg)
Peso Propio (0.25x0.45)	P.E. x Vol 2400x0.25x0.45x2.80	756
Aligerado (h=17cm)	P.U. x Área 280x11.50	3220
Piso terminado	P.U. x Área 100x12.40	1240
Viga VT-06 (0.25x0.50)	P.E. x Vol 2400x0.25x0.50x3.60	1080
Viga VT-09 (0.25x0.50)	P.E. x Vol 2400x0.25x0.50x2.40	720
Tabiquería ambientes (h=2.63)	P.E. x Vol 1350x0.13x2.63x3.10	1431
Tarrajeo - Tabiquería ambientes (h=2.63)	P.E. x Vol 2000x0.02x2.63x3.10	326
Tabiquería bajo viga (h=2.30)	P.E. x Vol 1350x0.13x2.30x5.10	2059
Tarrajeo - Tabiquería bajo viga (h=2.30)	P.E. x Vol 2000x0.02x2.30x5.10	469
Ventana 4	P.U. x Long 40x0.55	22
Tabiquería Ventana 4 (h=1.23)	P.E. x Vol 1350x0.13x1.23x0.55	119
Tarrajeo - Tabiquería Ventana 4 (h=1.23)	P.E. x Vol 2000x0.02x1.23x0.55	27
Ventana 5	P.U. x Long 40x1.20	48
Tabiquería Ventana 5 (h=2.33)	P.E. x Vol 1350x0.13x2.33x1.20	491
Tarrajeo - Tabiquería Ventana 5 (h=2.33)	P.E. x Vol 2000x0.02x2.33x1.20	112
Ventana 6	P.U. x Long 40x0.30	12
Tabiquería Ventana 6 (h=2.03)	P.E. x Vol 1350x0.13x2.03x0.30	107
Tarrajeo - Tabiquería Ventana 6 (h=2.03)	P.E. x Vol 2000x0.02x2.03x0.30	24
Sobrecarga	P.U. x Área 200x12.40	2480
	CM	12262
	CV	2480

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 7.2

Metrado de cargas de la columna C-7 de la Azotea

Elemento	Fórmula	Peso Parcial (Kg)
Peso Propio (0.25x0.45)	P.E. x Volumen 2400x0.25x0.45x2.80	756
Aligerado (h=17cm)	P.U. x Área 280x11.50	3220
Piso terminado	P.U. x Área 100x12.40	1240
Viga VT-06 (0.25x0.50)	P.E. x Volumen 2400x0.25x0.50x3.60	1080
Viga VT-09 (0.25x0.50)	P.E. x Volumen 2400x0.25x0.50x2.40	720
Sobrecarga	P.U. x Área 100x12.40	1240
	CM	7016
	CV	1240

Nota. Fuente: Elaboración propia

Finalmente, las cargas obtenidas en análisis sísmico y por gravedad para la columna C-7 se presentan en la Tabla 7.3 y las combinaciones de las cargas últimas en la Tabla 7.4 obtenidas a partir del software Etabs.

Tabla 7.3

Cargas totales de la Columna C-7

	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
CM	80.600	-0.061	1.641	2.153	-0.081
CV	16.100	-0.013	0.201	0.273	-0.018
Sismo X	18.177	0.274	0.089	0.276	0.556
Sismo Y	7.660	0.051	0.353	0.990	0.079

Nota. Resultados obtenidos del software ETABS 2016

7.3.1) Acero Mínimo y Máximo

El área de acero necesario correspondiente a las cuantías indicadas para el área bruta de la columna de 25x45 (Ag) igual a 1125 cm² está comprendido entre 11.25 y 67.50 cm².

- $p = 1\%$: $A_s = 11.25 \text{ cm}^2$
- $p = 4\%$: $A_s = 45.0 \text{ cm}^2$
- $p = 6\%$: $A_s = 67.5 \text{ cm}^2$

7.3.2) Diseño por Flexocompresión

De las cargas totales, se obtienen las cargas axiales y momentos flectores últimos que actúan en la columna.

Tabla 7.4

Combinaciones de cargas últimas de la Columna C-7

Combinación	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
1.4 CM + 1.7 CV	140.21	-0.11	2.64	3.48	-0.14
1.25 (CM+CV) + Sx	139.05	0.18	2.39	3.31	0.43
1.25 (CM+CV) - Sx	102.70	-0.37	2.21	2.76	-0.68
0.9 CM + Sx	90.72	0.22	1.57	2.21	0.48
0.9 CM - Sx	54.36	-0.33	1.39	1.66	-0.63
1.25 (CM+CV) + Sy	128.53	-0.04	2.66	4.02	-0.04
1.25 (CM+CV) - Sy	113.22	-0.14	1.95	2.04	-0.20
0.9 CM + Sy	80.20	0.00	1.83	2.93	0.01
0.9 CM - Sy	64.88	-0.11	1.12	0.95	-0.15

Nota. Resultados obtenidos del software ETABS 2016

En base a estos resultados y controlando el acero mínimo, se refuerza la columna con barras longitudinales de $8\phi 5/8''$, correspondiente a una cuantía de 1.42% para los dos primeros pisos.

Se hace una verificación para determinar si los puntos se encuentran debajo del valor donde existe compresión pura calculando el valor de $0.8\phi P_o$ mediante las expresiones 7.1 a 7.3.

- $P_o = 16 \cdot 4200 + 0.85 \cdot 210 \cdot (1125 - 16) = 265.2 \text{ ton}$
- $P_n \text{ max} = 212.1 \text{ ton}$
- $P_u \text{ máx (diseño)} = 148.5 \text{ ton}$

Finalmente, se construyen los diagramas de interacción de la columna C-7 en ambas direcciones y se comprueba que todos los puntos que refieren a las combinaciones de cargas últimas presentadas en la Tabla 7.4 se encuentran dentro del mismo.

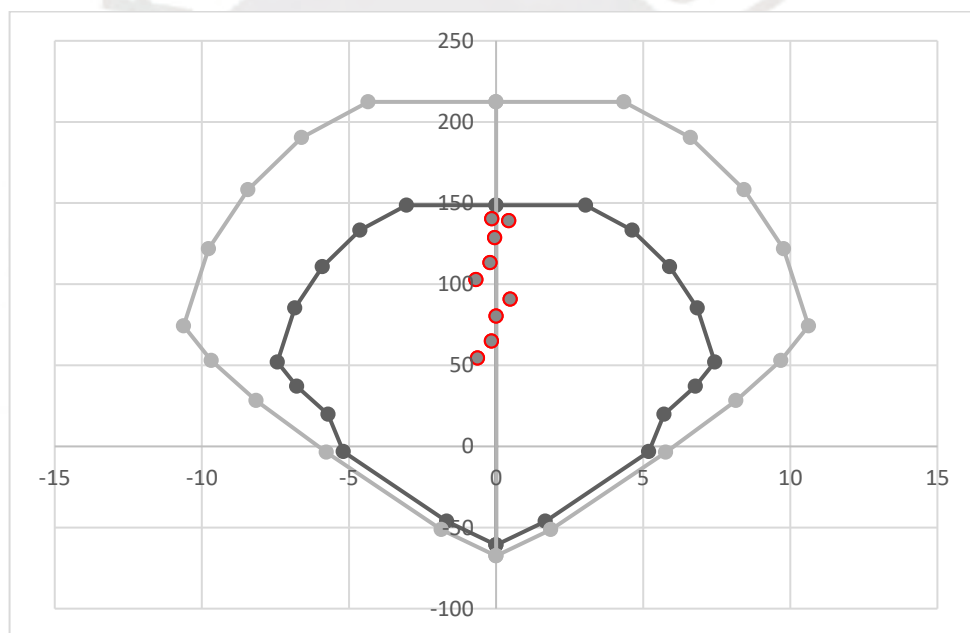


Figura 7.1. Diagrama de Interacción de la Columna C-7 – Dirección X

Elaboración propia

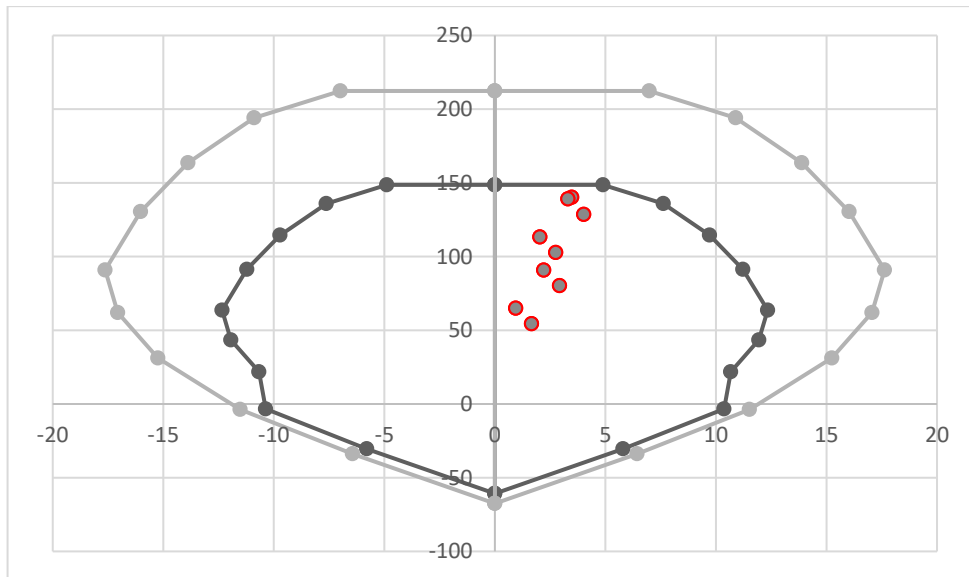


Figura 7.2. Diagrama de Interacción de la Columna C-7 – Dirección Y

Elaboración propia

A partir del cuarto piso, se refuerza la columna con barras longitudinales de $4\phi 5/8'' + 4\phi 1/2''$, correspondiente a una cuantía de 1.17%.

7.3.3) Diseño por corte

El diámetro de los estribos usados en la columna será de $3/8''$. La norma admite el uso de este diámetro para barras longitudinales de hasta $1''$.

El valor de la resistencia nominal al corte proporcionada por el concreto se calcula mediante la expresión 7.4, teniendo en cuenta que la carga axial de 140.21 toneladas es mayor al $0.1 \cdot f'c \cdot A_g$.

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 39 \cdot \left(1 + \frac{140.21}{140 \cdot 25 \cdot 45} \right) = 7.50 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 7.50 = 6.37 \text{ ton}$$

Cortante por capacidad V(a)

El valor de los momentos nominales en cada extremo de la columna puede calcularse a partir de los diagramas de interacción obtenidos anteriormente para cada uno de las combinaciones de carga.

Tabla 7.5

Momentos nominales para cada combinación de carga

Combinación	P (ton)	Mnx- x (ton-m)	Mny-y (ton-m)
1.4 CM + 1.7 CV	140.21	9.09	15.40
1.25 (CM+CV) + Sx	139.05	9.14	15.47
1.25 (CM+CV) - Sx	102.70	10.11	17.15
0.9 CM + Sx	90.72	10.33	<u>17.62</u>
0.9 CM - Sx	54.36	9.74	16.61
1.25 (CM+CV) + Sy	128.53	9.52	16.10
1.25 (CM+CV) - Sy	113.22	9.92	16.72
0.9 CM + Sy	80.20	10.51	17.42
0.9 CM - Sy	64.88	10.21	17.12

Nota. Resultados obtenidos del software ETABS 2016

El máximo momento nominal es igual a 17.62 ton-m; por lo tanto, la fuerza cortante por capacidad V(a) será:

$$V(a) = \frac{Mni + Mnd}{ln} = \frac{17.62 + 17.62}{2.30} = 15.32 \text{ ton}$$

Cortante por amplificación de sismo x 2.5 V(b)

Realizando un ajuste de 2.5 al sismo actuante en ambas direcciones, la fuerza cortante para cada una de las combinaciones se presenta en la Tabla 7.6.

Tabla 7.6

Fuerza cortante para cada combinación de carga amplificando el sismo x 2.5

Combinación	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)
1.4 CM + 1.7 CV	140.21	-0.11	2.64
1.25 (CM+CV) + 2.5Sx	166.32	0.59	2.52
1.25 (CM+CV) - 2.5Sx	75.43	-0.78	2.08
0.9 CM + 2.5Sx	117.98	0.63	1.70
0.9 CM - 2.5Sx	27.10	-0.74	1.25
1.25 (CM+CV) + 2.5Sy	140.02	0.03	<u>3.18</u>
1.25 (CM+CV) - 2.5Sy	101.73	-0.22	1.42
0.9 CM + 2.5Sy	91.69	0.07	2.36
0.9 CM - 2.5Sy	53.39	-0.18	0.59

Nota. Resultados obtenidos del software ETABS 2016

El valor de la fuerza cortante última al amplificar el sismo por 2.5 será igual a $V(b) = 3.18$ ton.

La fuerza cortante de diseño final para la columna será igual a $V_u = 3.18$ ton por ser el menor entre el valor de $V(a)$ y $V(b)$. Este valor es menor a ϕV_c , por lo que, calculando el espaciamiento de estribos, este valor sería negativo; sin embargo, el diseño sísmico exige las disposiciones presentadas anteriormente tanto en la zona confinada como no confinada de las columnas.

Zona confinada:

La longitud confinada no es menor que el mayor valor entre:

- $H_n/6 \approx 38$ cm
- Mayor dimensión de la columna = 45 cm
- 50 cm

El espaciamiento de los estribos correspondiente a la zona de confinamiento no debe ser menor que:

- $8 \cdot 5/8 \cdot 2.54 = 12.7$ cm
- Menor dimensión/2 = $25/2 = 12.5$ cm
- 10 cm

Por lo tanto, la longitud de la zona confinada será de 50 cm y el espaciamiento de los estribos confinados de 10 cm.

Zona No confinada (pandeo):

Fuera de la zona confinada, el espaciamiento de los estribos no debe ser menor que el mayor valor entre:

- $16 \cdot d_b = 16 \cdot 5/8" \cdot 2.54 = 25.40$ cm
- $48 \cdot d_e = 48 \cdot 3/8" \cdot 2.54 = 45.72$ cm
- Menor dimensión de la columna = 25 cm
- $d/2 = 39/2 = 19.5$ cm ≈ 20 cm ≤ 60 cm (Art. 11.5.5.1).

Por lo tanto, el espaciamiento de los estribos fuera de la zona confinada es de 20 cm, el mismo que cumple con ser menor a 30 cm y con el requerido en todo el elemento, ya que el valor de ϕV_c es mayor a V_u obtenido de las combinaciones de cargas últimas (Tabla 7.4).

Nudo:

- 15 cm.

El diseño final de la columna C-7 se presenta en la Figura 7.3.

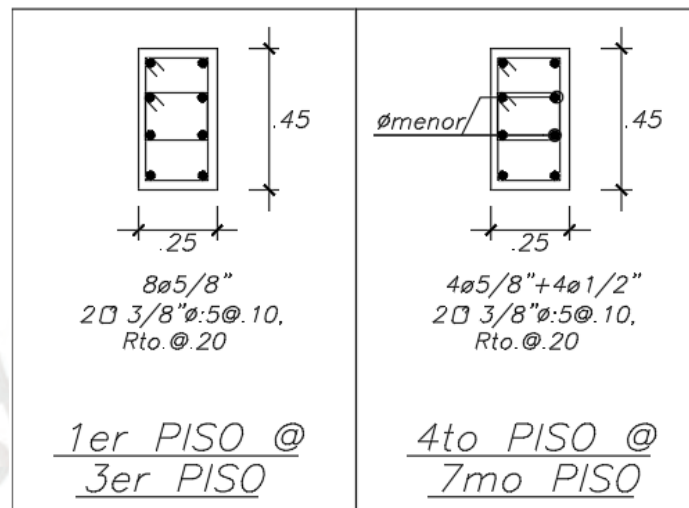


Figura 7.3. Diseño de la Columna C-7

Elaboración propia

Capítulo 8. Diseño de placas

8.1) Modelo y análisis estructural

Las placas del edificio se encargan de transmitir los esfuerzos recibidos de las vigas hacia la cimentación; asimismo, responden a movimientos sísmicos, por lo que serán analizadas y diseñadas de acuerdo al Capítulo 21 de la Norma E.060.

El análisis de las placas considera las solicitaciones últimas mediante la combinación más crítica correspondiente a las expresiones 1.1 a 1.5.

8.2) Procedimiento de diseño

8.2.1) Diseño por Flexocompresión

Se construye el Diagrama de Interacción con las disposiciones y criterios presentados en la Sección 7.2.1 para el diseño de columnas.

Por ser muros con responsabilidad sísmicas, se debe tener en cuenta los criterios indicados en el Capítulo 21 de la Norma E.060:

- El espesor mínimo será de 1/25 de la altura del muro o 15 cm. (Art. 21.9.3.2)
- El ancho efectivo que contribuye el ala es igual al menor valor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y el 10% de la altura total del muro (Art. 21.9.6.3).

8.2.2) Diseño por corte

Por ser elementos sometidos a compresión, el valor de la resistencia al corte suministrada por el concreto se calcula a partir de la expresión 8.1.

$$\phi V_c = 0.85 \cdot a_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cw} \quad (8.1)$$

Donde:

- $A_{cw} = b \cdot h$, representa el área de corte de la sección transversal del muro (Área del alma).
- L_m representa la longitud total del muro o del segmento del muro considerado
- H_m representa la altura total del muro

- αc es un coeficiente que varía según:
 - $\alpha c = 0.80, \left[\frac{hm}{lm}\right] \leq 1.5$
 - $\alpha c = 0.53, \left[\frac{hm}{lm}\right] \geq 2.0$
 - αc varía linealmente entre 0.17 – 0.25 para $\left[\frac{hm}{lm}\right]$ entre 1.5 y 2.0

Por otro lado, la resistencia nominal al corte necesaria por refuerzo de cortante y la cuantía horizontal se pueden calcular mediante la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = A_c w * \rho_h * f_y$$

Para el refuerzo mínimo horizontal y vertical se considera lo siguiente:

- Donde $V_u < 0.27 \sqrt{f'c} A_c w$
 - $\rho_h > 0.0020$
 - $\rho_v > 0.0015$
 - El espaciamiento de refuerzo en cada dirección no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 40 cm
- Donde $V_u > 0.27 \sqrt{f'c} A_c w$ o $V_u < 0.27 \sqrt{f'c} A_c w$
 - $\rho_h > 0.0025$
 - La cuantía de refuerzo horizontal no debe ser menor que 0.0025.
 - El espaciamiento horizontal no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 40 cm.
 - $\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hm}{lm}\right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$
 - ρ_v no necesita ser mayor que ρ_h suministrado para la resistencia del acero V_s cuando V_u exceda a la resistencia de corte ϕV_c .
 - El espaciamiento vertical no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 40 cm

Es importante señalar que el Artículo 11.10.4 de la Norma E.060 establece que el muro tiene un límite de resistencia al corte independiente al acero colocado considerado en la expresión 8.2.

$$V_n \leq 2.60 * \sqrt{f'c} * A_{cw} \quad (8.2)$$

Diseño por Capacidad:

Dentro del Capítulo 21 de la Norma E.060 y teniendo en consideración que se busca evitar una falla frágil y predomine la falla dúctil (flexión), se debe realizar un ajuste del cortante a la capacidad de flexión instalada en la placa:

A partir del diagrama de interacción generado, se identifica el valor del momento nominal instalado en el muro. La nueva cortante de diseño será hallada mediante la expresión 8.3.

$$V_u' = V_u \cdot \left(\frac{M_n}{M_u} \right) \quad (8.3)$$

Se debe tener en cuenta que el valor de M_n/M_u no debe ser mayor que el valor del coeficiente de reducción $R=6$ calculado en Capítulo 3. Este ajuste de la fuerza cortante se realiza únicamente para una altura igual al mayor valor de l_m , $M_u/4V_u$ o la altura de los dos primeros pisos.

8.2.3) Diseño de elementos confinados de borde

Los elementos de borde están ubicados en los extremos del muro, el confinamiento del concreto será determinado por el tipo de estribo colocado en los mismos con el fin de alcanzar una mayor ductilidad del concreto (deformación unitaria). Características mencionadas en la Sección 6.2.3.

Los muros del edificio son continuos desde la base de la estructura hasta su parte superior y son diseñados para tener una única sección crítica para flexión y carga axial. De acuerdo con la Sección 21.9.7.4 de la Norma E.060, los muros tienen elementos de borde confinados siempre y cuando la profundidad del eje neutro para un muro con longitud l_m considere:

$$c \geq \frac{l_m}{600 * (\partial u / h_m)}$$

- El cociente entre el desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo en el punto más alto del muro analizado (∂u) y la altura del muro (h_m), no debe tomarse mayor que 0.005.

- Los elementos de borde se deben confinar como mínimo en altura igual a la longitud mayor o igual a la longitud del muro o $0.25 \cdot Mu/Vu$.
- Los elementos de borde se deben confinar como mínimo en su plano a una distancia mayor o igual a $(c-0.1Lm)$ o $c/2$.

El espaciamiento de los elementos de borde, de acuerdo al Artículo 21.9.7.6 de la Norma E.060, no debe exceder al menor de los siguientes valores:

- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.
- 25 cm

8.3) Ejemplo de diseño

A modo de ejemplo, se diseña la placa PL-01 ubicada a lo largo del eje D entre los ejes 2 y 4. La placa no tiene alas en ninguna dirección; por lo tanto, no será necesario modificar la longitud efectiva (Ver Figura 8.1). Para el diseño, se han modificado los extremos de la placa con la finalidad de que exista una suficiente longitud de desarrollo para aceros longitudinales proveniente de vigas.

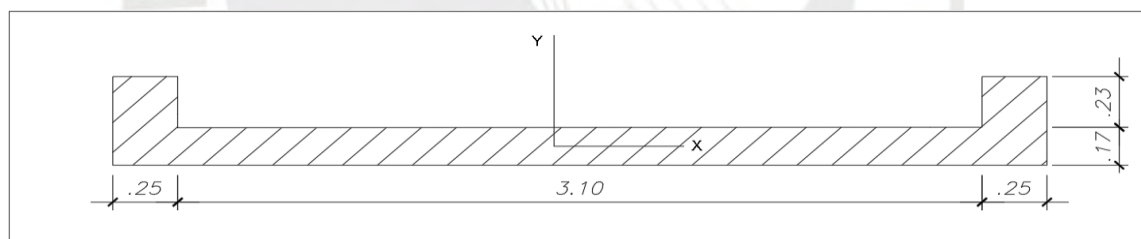


Figura 8.1. Sección de la Placa PL-01

Elaboración propia

Para el análisis, se obtiene el metrado de cargas actuantes en la placa.

Tabla 8.1

Cargas totales de la Placa PL-01

	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
CM	147.82	-0.80	-0.26	-0.50	-0.35
CV	33.07	-0.35	-0.05	0.02	-0.06
Sismo X	27.14	23.00	0.07	180.73	0.22
Sismo Y	6.66	1.71	0.18	12.01	0.53

Nota. Resultados obtenidos del software ETABS 2016

8.3.1) Diseño por flexocompresión

De las cargas, se calculan las cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores últimos que actúan en la placa para las diversas combinaciones.

Tabla 8.2

Combinaciones de cargas últimas de la Placa PL-01

Combinación	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
1.4 CM + 1.7 CV	263.17	-1.71	-0.45	-0.68	-0.59
1.25 (CM+CV) + S _x	253.25	21.57	-0.31	180.12	-0.29
1.25 (CM+CV) - S _x	198.97	<u>-24.43</u>	-0.46	-181.33	-0.73
0.9 CM + S _x	160.18	22.28	-0.16	180.27	-0.09
0.9 CM - S _x	105.90	-23.72	-0.30	-181.18	-0.53
1.25 (CM+CV) + S _y	232.78	0.28	-0.20	11.40	0.02
1.25 (CM+CV) - S _y	219.45	-3.14	-0.57	-12.62	-1.04
0.9 CM + S _y	139.70	1.00	-0.05	11.56	0.22
0.9 CM - S _y	126.37	-2.43	-0.41	-12.47	-0.84

Nota. Resultados obtenidos del software ETABS 2016

Para controlar la cuantía mínima de 0.0025 en el alma de la placa, el refuerzo vertical repartido en el muro es de 3/8" @ 25 cm.

$$A_s \geq 0.0025 \cdot 100 \cdot 17 = 4.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A partir del máximo momento último se estima una cantidad de acero necesario en los elementos de borde considerando que $M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot 0.80 \cdot L$; de esta manera, el área se aproxima a 16.66 cm², sin considerar el acero del alma. A cada elemento de borde se le colocan 8 fierros de 5/8" de diámetro (16.00 cm²).

Finalmente, se construyen los diagramas de interacción de la placa PL-01 en ambas direcciones y se comprueba que todos los puntos que refieren a las combinaciones de cargas últimas presentadas en la Tabla 8.2 se encuentren dentro del mismo.

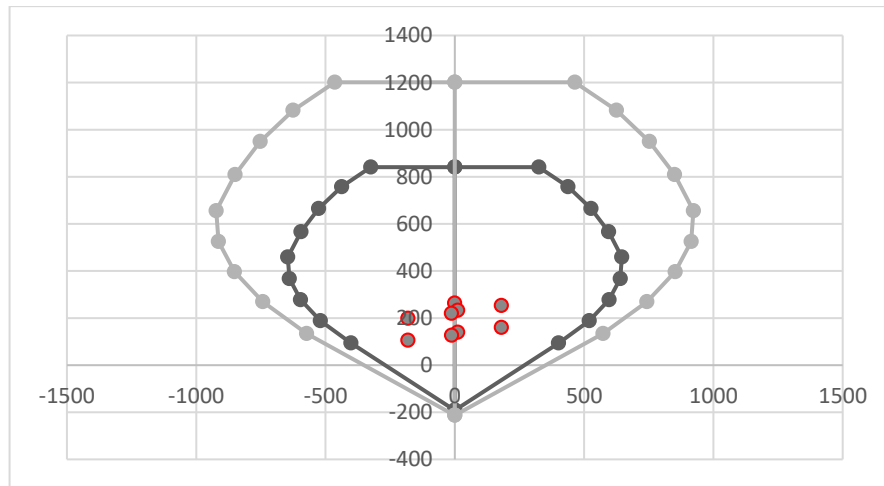


Figura 8.2. Diagrama de Interacción de la Placa PL-01 – Dirección X-X

Elaboración propia

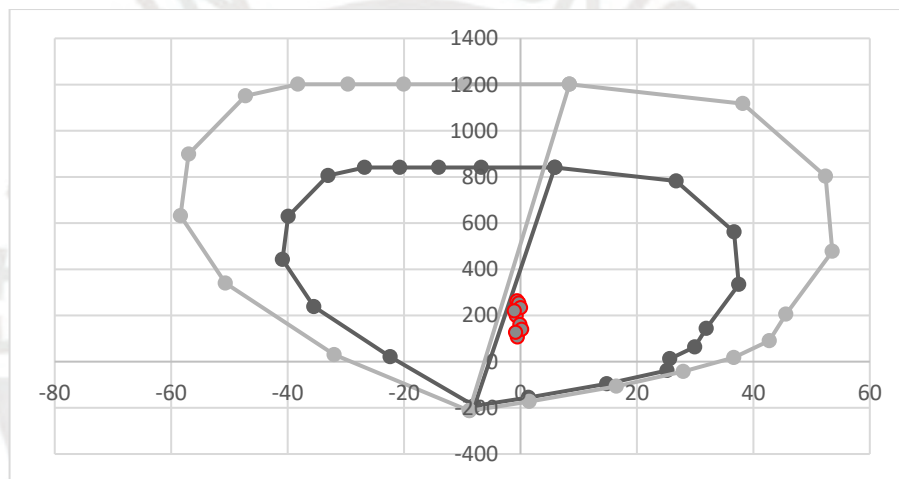


Figura 8.3. Diagrama de Interacción de la Placa PL-01 – Dirección Y-Y

Elaboración propia

8.3.2) Diseño por corte

Las fuerzas cortantes ultimas son amplificadas según los requerimientos de diseño por capacidad. El valor máximo (cortante de diseño) para evitar una falla frágil lo produce la combinación $1.25(CM+CV) - S_x$, el momento nominal asociado a la carga axial será igual a 653.02 ton.m:

$$Vu' = 24.43 \cdot \frac{653.02}{181.33} = 87.98 \text{ ton}$$

Se verifica que este cortante no exceda el límite indicado en la expresión 8.2.

$$V_n = 2.60 \cdot \sqrt{210} \cdot 17 \cdot 360 = 230.59 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 \cdot 230.59 = 196.00 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \geq V_u'$$

Cortante resistido por el concreto:

$$\alpha_c = 0.53$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 17 \cdot 360 = 47.00 \text{ ton}$$

Cortante que debe ser resistido por el acero de corte:

$$V_s = \frac{V_u'}{\phi} - V_c = \frac{87.98}{0.85} - 47.00 = 56.50 \text{ ton}$$

Espaciamiento de acero de corte (horizontal) utilizando fierros de 3/8" de diámetro:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{0.71 \cdot 2 \cdot 4200 \cdot 0.80 \cdot 360}{56.50 \cdot 10^3} = 30.40 \text{ cm}$$

Como el valor de la fuerza cortante de diseño es mayor a $0.27 \cdot \sqrt{210} \cdot A_{cw} = 23.95$ toneladas, se determina cual será el espaciamiento necesario para una cuantía mínima horizontal de 0.0025 utilizando fierros de 3/8" de diámetro.

$$A_{s_h} \geq 0.0025 \cdot 100 \cdot 17 = 4.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s_h \geq \frac{0.71 \cdot 2}{4.25} = 33.41 \text{ cm}$$

El espaciamiento necesario que debe tomar el acero horizontal es menor que el mínimo; por lo tanto, se usarán fierros horizontales de 3/8" cada 25 cm.

8.3.3) Diseño de elementos confinados de borde

Para una sección con la distribución de acero conocida y cargas últimas (fuerza axial y su correspondiente momento flector), se realiza un proceso iterativo variando el eje neutro hasta encontrar a la estructura en equilibrio donde las fuerzas de compresión sean iguales a la de tracción, la máxima distancia es igual a $c = 110$ cm.

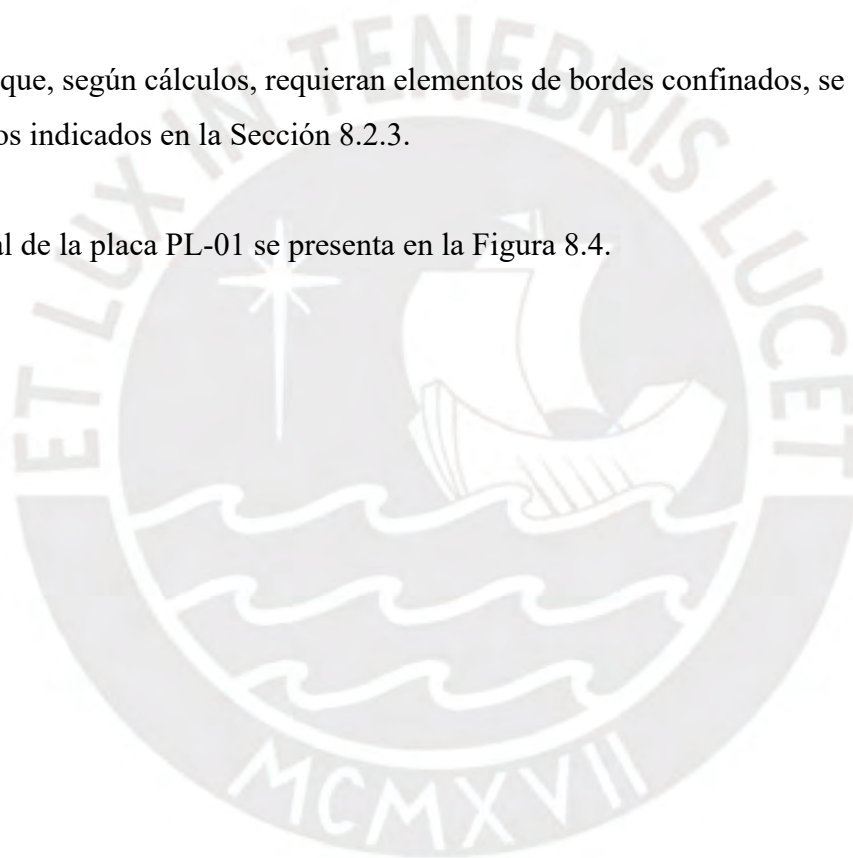
Del análisis del edificio, se conoce que el desplazamiento lateral ∂u será igual a 1.46 cm; el cociente entre ∂u y hm es menor a 0.005, por lo que será considerado 0.005. El valor límite del eje neutro será:

$$C_{lim} = \frac{360}{600 \cdot 0.005} = 120 \text{ cm}$$

A partir del análisis por deformación, no es necesario que la placa tenga elementos de bordes confinados. Sin embargo, se recomienda colocar estos elementos en toda la altura del muro, considerando una zona de confinamiento (longitud y espaciamiento) tal y como se realizó en el diseño de elementos en flexocompresión (columnas).

En las placas que, según cálculos, requieran elementos de bordes confinados, se consideran los espaciamientos indicados en la Sección 8.2.3.

El diseño final de la placa PL-01 se presenta en la Figura 8.4.



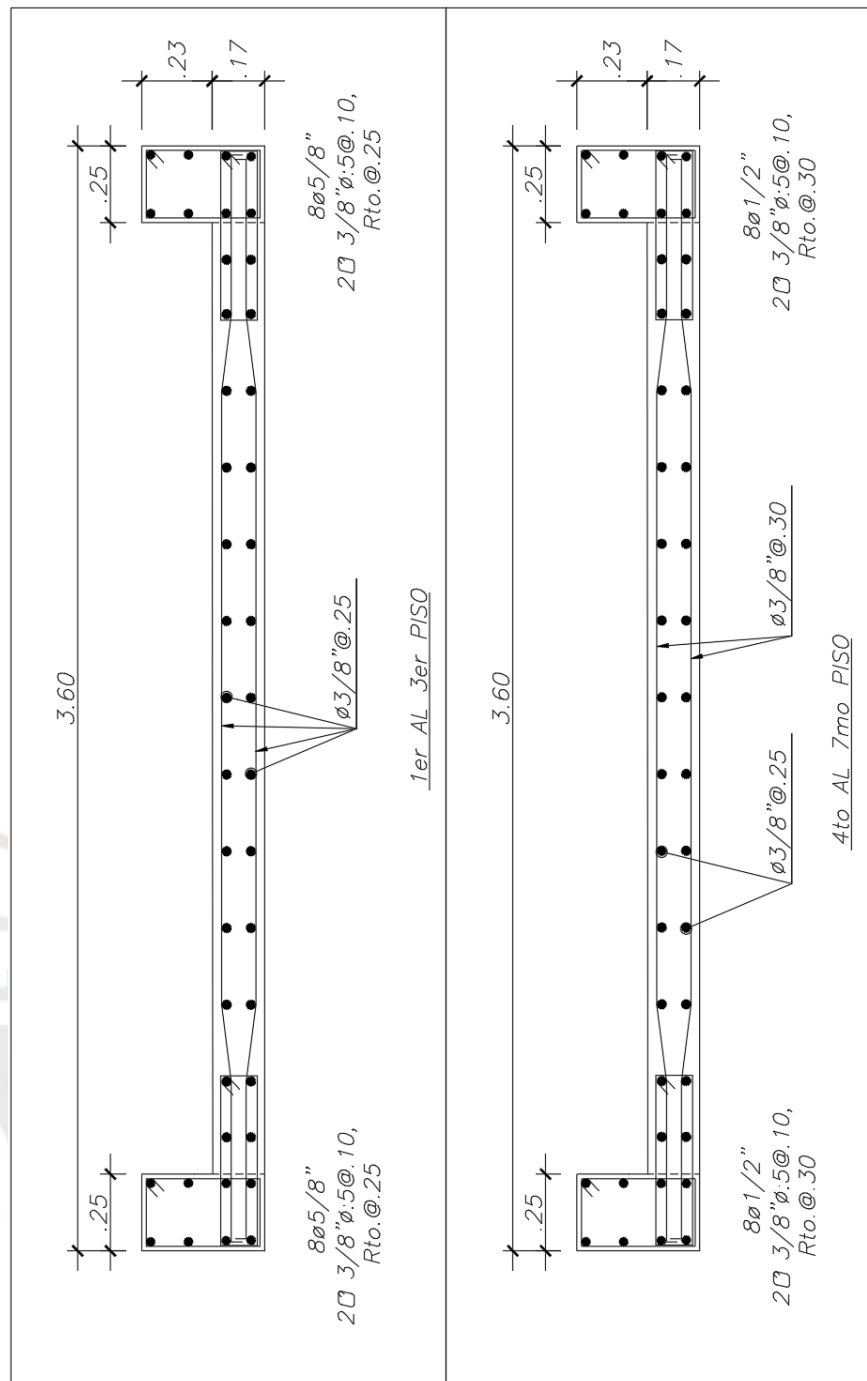


Figura 8.4. Diagrama de la Placa PL-01

Elaboración propia

En el diseño, no será necesario amplificar la fuerza cortante última de diseño si el correspondiente análisis se realiza en un nivel superior al mayor de los siguientes valores:

- $L_m = 3.60$ m
- $M_u/(4 \cdot V_u) = 6.50$ m
- 2 primeros pisos

Capítulo 9. Diseño de cimentaciones

9.1) Modelo y análisis estructural

Las cimentaciones son elementos estructurales ubicados en la base de la edificación con la función de transmitir las cargas (fuerzas y momentos) provenientes de las placas y columnas hacia el terreno. El esfuerzo originado por la estructura no debe ser mayor al límite de resistencia del suelo.

Basándose en la suposición de que la zapata es rígida y el suelo tiene un comportamiento elástico, la distribución lineal de presiones puede calcularse según la expresión 9.1.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{My}{I} \quad (9.1)$$

*En el caso que se tengan excentricidades grandes, se podrían producir tracciones dentro de la expresión anterior ($\sigma \leq 0$); en este caso, se plantea una distribución de presiones constante con un esfuerzo igual al presentado en la expresión 9.2 (Meyerhof).

$$\sigma = \frac{P}{2(0.5L - e) \cdot B} \quad (9.2)$$

9.2) Procedimiento de diseño – Zapatas aisladas

9.2.1) Dimensionamiento de zapata

Para el dimensionamiento en planta de la cimentación se define un área tentativa en función de la carga de gravedad de servicio constante y el esfuerzo admisible indicada en el Estudio de Suelos.

Se calculan los esfuerzos generados por las cargas de servicio (gravedad y momentos) mediante las expresiones 9.1 o 9.2* y se verifica que sea menor al esfuerzo admisible del terreno.

Finalmente, se incluyen las cargas generadas por el sismo y se verifica que produzca un esfuerzo menor al admisible.

9.2.2) Diseño por corte

El análisis por corte en la zapata se realiza a partir de la expresión 6.3 para cada dirección independiente, ubicando la sección crítica a una distancia “d” de la cara del elemento vertical, donde “ $d = h-10$ ” es el peralte de la zapata. Se considera que el concreto resiste la fuerza cortante última ($V_n = V_c$).

9.2.3) Diseño por punzonamiento

De igual forma se debe realizar un diseño considerando una zapata como losa en dos direcciones, y se debe analizar el punzonamiento generado por la acción de las cargas últimas de los elementos verticales. Según el Artículo 11.12.2.1, la resistencia del concreto a corte en dos direcciones debe ser considerado como el menor valor entre las expresiones 9.3, 9.4 y 9.5.

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (9.3)$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (9.4)$$

β es igual a la relación del lado largo al lado corto del elemento vertical y αs depende de la ubicación del elemento vertical: 40 en interiores, 30 de borde y 20 en esquinas.

$$\phi V_c = 0.85 \cdot (1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d) \quad (9.5)$$

El valor de “ b_o ” indica el perímetro de la sección crítica ubicada a una distancia “ $d/2$ ” de la cara del elemento vertical.

9.2.4) Diseño por flexión

Para determinar el área de acero de flexión necesario se calcula el momento flector último mediante el máximo esfuerzo último en la zapata; seguidamente, se obtiene el espaciamiento para cumplir con los requisitos de resistencia.

$$M_u = \frac{\sigma_u \cdot c^2}{2} \quad (9.6)$$

Se considera el momento ubicado en la cara del elemento vertical. El valor de “ c ” en la expresión 9.6 es la distancia desde la cara de elemento vertical al borde de la zapata (volado);

se analizarán los momentos en ambas direcciones teniendo en cuenta que la Norma E.060 indica que la cuantía mínima de zapatas es 0.0018 cuando se distribuya solo en la capa a tracción (Art. 9.7.2) y la cuantía mínima cuando se distribuya en las dos caras de la zapata es 0.0020, la cuantía en la cara a tracción no será menor a 0.0012 (Art. 10.5.4)

9.3) Procedimiento de diseño – Zapatas conectadas

Existen columnas ubicadas en el límite de propiedad, por lo que será necesario considerar colocar una zapata excéntrica y unirla a otro elemento mediante una viga rígida, tal que permita contrarrestar elevada presión generada en zonas cercanas a la cara externa producto por de la carga excéntrica.

9.3.1) Dimensionamiento de zapata

Se dimensionan ambas zapatas (céntrica y excéntrica) de igual manera al procedimiento mencionado en la Sección 9.2.1 para zapatas aisladas.

9.3.2) Diseño por corte

El diseño por corte en ambas zapatas sigue el procedimiento mencionado en la Sección 9.2.2.

9.3.3) Diseño por punzonamiento

El diseño por punzonamiento en ambas zapatas sigue el procedimiento mencionado en la Sección 9.2.3.

9.3.4) Diseño por flexión

El diseño por flexión en ambas zapatas sigue el procedimiento mencionado en la Sección 9.2.4.

9.3.5) Diseño de Viga de conexión

La viga de conexión se diseña en base la teoría explicada en el Capítulo 6 del presente informe (flexión y corte).

9.4) Ejemplo de diseño – Zapata aislada

A modo de ejemplo, se diseña la zapata para la placa PL-08 ubicada a lo largo del eje 3 entre los ejes I y K, siguiendo los ejes locales presentados en la Figura 9.1.

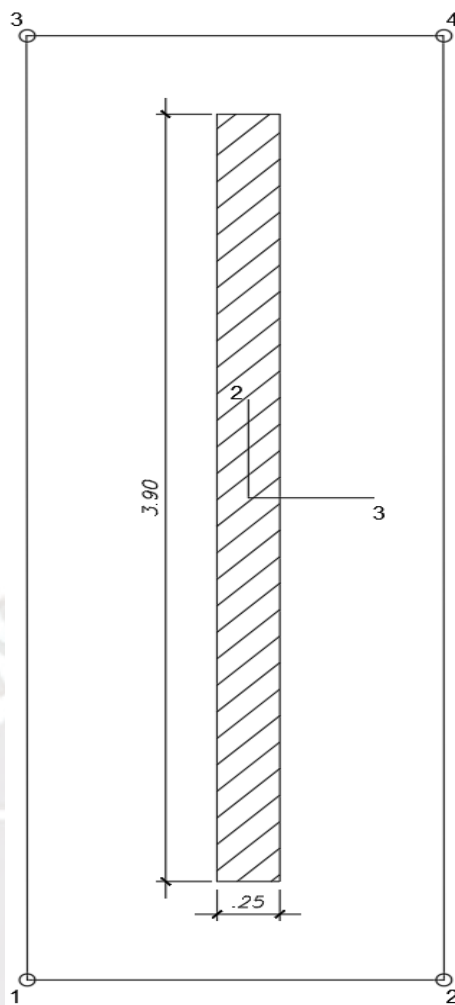


Figura 9.1. Sección de la Placa PL-08 y zapata a diseñar

Elaboración propia

Del análisis se obtienen las cargas actuantes en la placa.

Tabla 9.1

Cargas totales de la Placa PL-08

	P (ton)	M ₂₋₂ (ton.m)	M ₃₋₃ (ton.m)
CM	173,16	0,02	16,61
CV	33,09	0,01	3,90
Sismo X	1,80	2,14	95,89
Sismo Y	4,11	0,15	208,96

Nota. Resultados obtenidos del software ETABS 2016

El Artículo 15.2.5 de la Norma E.060 indica que las cargas provenientes del análisis sísmico podrán reducirse al 80% (cálculos posteriores).

9.4.1) Dimensionamiento de Zapata

A partir de la información de la capacidad portante del suelo de 40 ton/m^2 , hallamos un área tentativa con las cargas de gravedad actuantes y verificamos que el suelo sea capaz de tomar los momentos sin sismo. Asumimos 5% del peso total debido al peso de la zapata y se considera el 90% del esfuerzo admisible del suelo debido a que no se están tomando momentos.

$$\text{Área tentativa} = \frac{(173.16 + 33.09) \cdot 1.05}{(40 \cdot 0.9)} = 6.02 \text{ m}^2$$

Las dimensiones de una zapata que sean proporcionales a las de la placa PL-08 con un área mayor a 6.02 m^2 podrían considerarse:

$$B = 1.65 \text{ m}, L = 5.30 \text{ m}$$

- Verificamos biaxialmente que la presión ejercida sea menor que la admisible con fuerzas y momentos de gravedad en cada esquina de la zapata.

$$\sigma_s = \frac{206.25 \cdot 1.05}{1.65 \cdot 5.30} \pm \frac{6 * (0.02 + 0.01)}{5.30 \cdot 1.65^2} \pm \frac{6 * (16.61 + 3.90)}{1.65 \cdot 5.30^2}$$

Tabla 9.2

Esfuerzos en la zapata por cargas de gravedad

σ_1 (ton/m ²)	σ_2 (ton/m ²)	σ_3 (ton/m ²)	σ_4 (ton/m ²)
27,41	27,43	22,10	22,12

Nota. Datos obtenidos a partir de resultados del software ETABS 2016

- Verificamos biaxialmente que la presión ejercida sea menor que la admisible teniendo en cuenta momentos ejercidos por el sismo en dirección X e Y, siguiendo el mismo procedimiento realizado anteriormente.

Tabla 9.3

Esfuerzos en la zapata por cargas de gravedad y sismo

	σ_1 (ton/m ²)	σ_2 (ton/m ²)	σ_3 (ton/m ²)	σ_4 (ton/m ²)
CM+CV+Sx	36.80	38.25	11.63	13.08
CM+CV-Sx	18.01	16.62	32.57	31.17
CM+CV+Sy	49.39	49.52	0.80	0.93
CM+CV-Sy	5.42	5.35	43.39	43.32

Nota. Datos obtenidos a partir de resultados del software ETABS 2016

Ciertas presiones en la Tabla 9.3 son mayores a la presión admisible; no obstante, el Art. 15.2.4 de la Norma E.060 indica que es posible incrementar el valor de la presión admisible en 30% en estados de carga que intervenga sismo (hasta 52 ton/m²).

Las dimensiones en planta de la zapata (1.65m x 5.30m) se consideran correctas; además, ningún esfuerzo obtenido es menor al valor de cero.

9.4.2) Diseño por corte

Para realizar el diseño de la zapata, amplificamos los esfuerzos producidos por cargas de gravedad por un coeficiente de 1.60 y para la presión producida por cargas de gravedad y de sismo por un coeficiente de 1.25. De esta manera la presión última será 60.91 ton/m².

En ambas direcciones se tienen volados iguales de 0.70 m, por lo que se calcula la fuerza cortante de diseño por metro y se compara con el valor de la fuerza resistente al corte para un peralte asumido d=50 cm (teniendo en cuenta el peralte mínimo de una zapata indicado en la Sección 15.7 de la Norma E.060).

$$V_u = 61.90 \cdot (0.70 - 0.50) = 12.4 \text{ ton/m}$$

$$\phi V_c = 0.85 * (0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 50) = 32.64 \text{ ton/m} \geq V_u$$

El peralte de la zapata asumido igual a 50 cm es adecuado, h=60 cm.

9.4.3) Diseño por punzonamiento

Verificamos que el peralte asumido sea adecuado para una sección crítica ubicada a una distancia “d/2” de la cara de la placa.

$$b_o = 2 \cdot (0.25 + 0.50) + 2 \cdot (3.90 + 0.50) = 10.30 \text{ m}$$

$$A_o = (0.25 + 0.50) \cdot (3.90 + 0.50) = 3.30 \text{ m}^2$$

$$A_{total} = A_T = 1.65 \cdot 5.30 = 8.75 \text{ m}^2$$

Calculamos la fuerza cortante última y la resistencia del concreto:

$$V_u = \sigma_u * (A_T - A_o) = 60.91 \cdot (8.75 - 3.30) = 337.0 \text{ ton}$$

Según expresión 9.3:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot \left(0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{15.6} \right) \cdot \sqrt{210} \cdot 1030 \cdot 50 \right) = 379.31 \text{ ton} \geq V_u$$

Según expresión 9.4:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot \left(0.27 \cdot \left(\frac{40 \cdot 50}{1030} + 2 \right) \cdot \sqrt{210} \cdot 1030 \cdot 50 \right) = 675.13 \text{ ton} \geq V_u$$

Según expresión 9.5:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot (1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 1030 \cdot 50) = 672.4 \text{ ton} \geq V_u$$

El peralte de la zapata asumido igual a 50 cm es adecuado, h=60 cm.

9.4.4) Diseño por flexión

Se calcula el área de acero necesario en flexión por metro de ancho para el volado de 0.70 metros.

$$M_u = \frac{60.91 \cdot (0.70)^2}{2} = 15.16 \text{ ton.m}$$

$$A_s = 8.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 60 = 10.80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto, considerando usar fierros de 5/8" de diámetro en una sola capa (inferior), estos deben estar espaciados cada 20 cm aproximadamente.

$$s = \frac{2.00}{10.80} \approx 20 \text{ cm}$$

El diseño de la zapata para la placa PL-08 se presenta en la Figura 9.1.

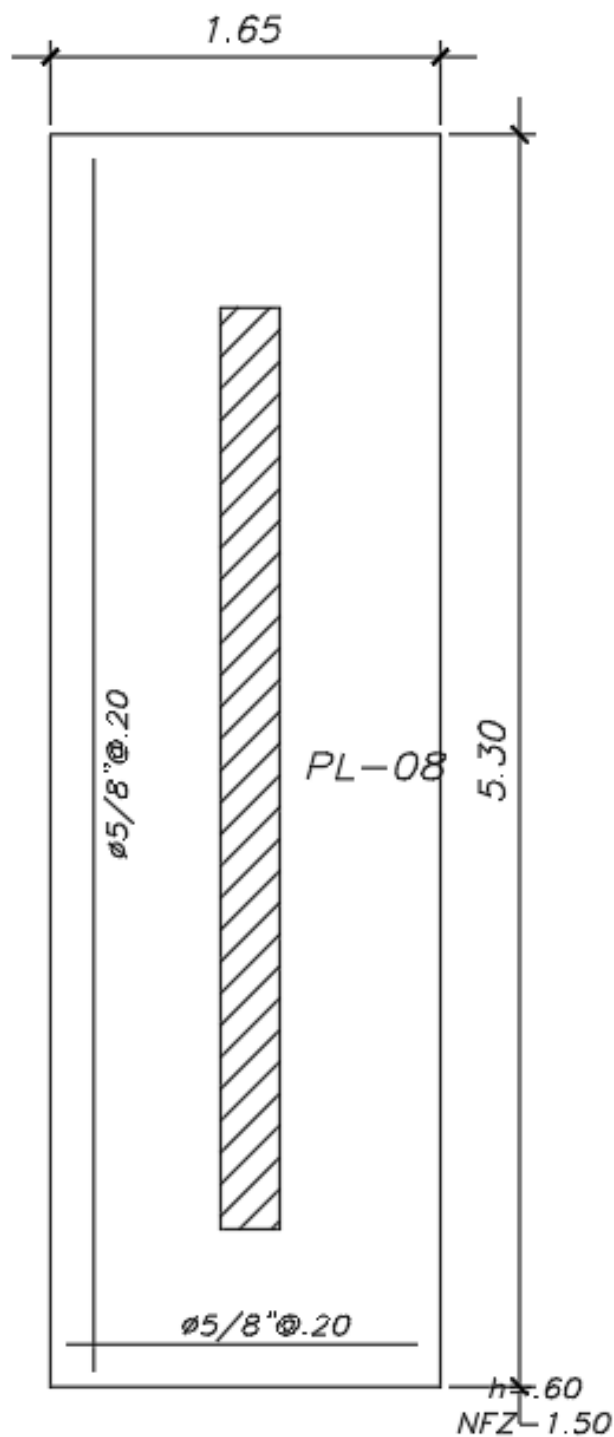


Figura 9.2. Diseño de la zapata aislada para la Placa PL-08 ($h=0.60$ m)

Elaboración propia

9.5) Ejemplo de diseño – Zapata conectada

A modo de ejemplo se diseña la zapata para la columna excéntrica C-2 (25x45) ubicada entre los ejes A-4 y unida a la zapata para la columna céntrica C-4 (25x45) mediante una viga de conexión, siguiendo los ejes locales de la Figura 9.3.

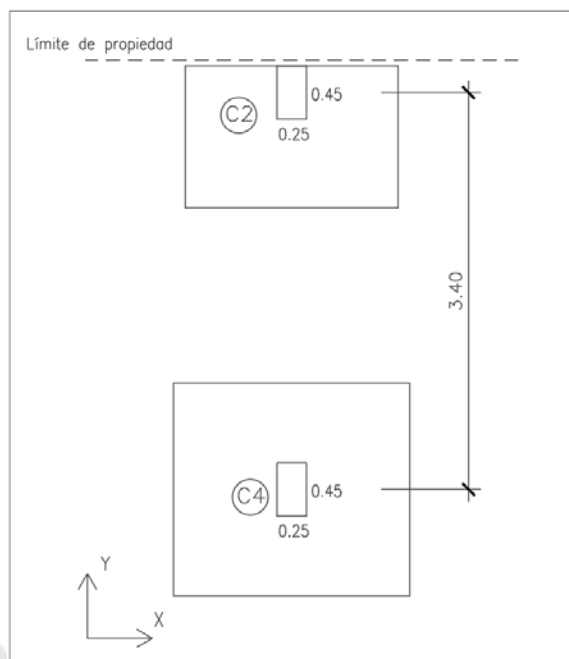


Figura 9.3. Croquis de columnas C-2 y C-4 con sus zapatas

Elaboración propia

Del análisis se obtienen las cargas actuantes en ambas columnas.

Tabla 9.4

Cargas totales de las columnas C-2 y C-4

	Col 2 - Excéntrica	Col 4 - Céntrica
P_{CM} (ton)	56.20	77.65
P_{CV} (ton)	10.62	17.39
P_{CSx} (ton)	4.40	3.02
P_{CSy} (ton)	8.79	3.97
M_{CMY} (ton.m)	0.69	0.12
M_{CVY} (ton.m)	0.16	0.04
M_{CSY} (ton.m)	0.98	1.13
M_{CMX} (ton.m)	0.07	0.06
M_{CVX} (ton.m)	0.00	0.00
M_{CSX} (ton.m)	0.54	0.29

Nota. Resultados obtenidos del software ETABS 2016

El Artículo 15.2.5 de la Norma E.060 indica que las cargas provenientes del análisis sísmico podrán reducirse al 80%; sin embargo, se han mantenido estos valores al 100% para realizar un diseño más conservador debido a que ambas columnas presentan momentos bajos.

9.5.1) Dimensionamiento de Zapatas

Hallamos un área tentativa con las cargas de gravedad actuantes y verificamos que el suelo sea capaz de tomar los momentos sin sismo. En la zapata correspondiente a la columna excéntrica asumimos un aumento del 20% del peso total debido al peso de la zapata y el efecto de excentricidad; se considera el 90% del esfuerzo admisible del suelo debido a que no se están tomando momentos.

$$A_{\text{zapata excéntrica}} = \frac{(56.20 + 10.62) \cdot 1.20}{(40 \cdot 0.9)} = 2.23 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{zapata céntrica}} = \frac{(77.65 + 17.39) \cdot 1.05}{(40 \cdot 0.9)} = 2.77 \text{ m}^2$$

Las dimensiones en planta de la zapata excéntrica C-2 se consideran de 1.80 m x 1.20 m, y 1.60 x 1.80 m para la zapata céntrica C-4.

Verificación sin sismo

Utilizado un sistema simplificado como el presentado en la Figura 9.4 utilizando una viga rígida conectada entre ambas zapatas para contrarrestar el volteo que produce la elevada excentricidad de la zapata excéntrica; en este sistema se calculan las reacciones en las zapatas por equilibrio y se verifica que las dimensiones hayan sido las correctas a partir de las presiones ejercidas al suelo en cada una de ellas.

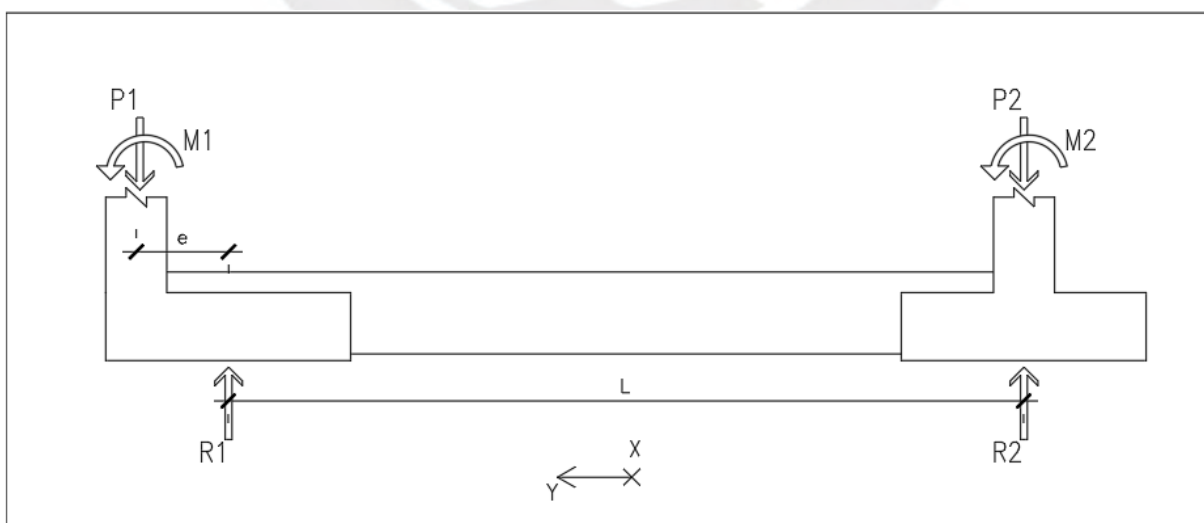


Figura 9.4. Sistema simplificado para determinar reacciones en la base de las zapatas

Elaboración propia

$$\text{Excentricidad} = \frac{1.20 - 0.45}{2} = 0.375 \text{ m}$$

$$\text{Longitud "L"} = 3.025 \text{ m}$$

Verificamos que la presión ejercida sea menor que la admisible con fuerzas y momentos de gravedad.

$$P_1 = P_{CM1} + P_{CV1} = 56.20 + 10.62 = 66.82 \text{ ton}$$

$$P_2 = P_{CM2} + P_{CV2} = 77.65 + 17.39 = 95.04 \text{ ton}$$

Mediante ecuaciones de equilibrio, tomando momentos en R1:

$$R_2 \cdot (3.025) = P_2 \cdot (3.025) - P_1 \cdot (0.375) - (M_{CMY1} + M_{CVY1}) - (M_{CMY2} + M_{CVY2})$$

$$R_2 \cdot (3.025) = P_2 \cdot (3.025) - P_1 \cdot (0.375) - (0.69 + 0.16) - (0.12 + 0.04)$$

$$R_2 = 86.43 \text{ ton}$$

$$\rightarrow \sigma_2 = \frac{R_2 \cdot 1.05}{B \cdot L} = \frac{86.43 \cdot 1.05}{1.60 \cdot 1.80} = 31.51 \text{ ton/m}^2$$

$$\sum \text{Fuerzas verticales} = 0 \rightarrow R_1 = P_1 + P_2 - R_2 = 75.43 \text{ ton}$$

$$\rightarrow \sigma_1 = \frac{R_1 \cdot 1.05}{B \cdot L} = \frac{75.43 \cdot 1.05}{1.80 \cdot 1.20} = 36.67 \text{ ton/m}^2$$

Verificación con sismo en Y (Longitudinal)

$$P_1 = P_{CM1} + P_{CV1} + P_{CSY1} = 56.20 + 10.62 + 8.79 = 75.61 \text{ ton}$$

$$P_2 = P_{CM2} + P_{CV2} + P_{CSY2} = 77.65 + 17.39 + 3.97 = 99.01 \text{ ton}$$

$$R_2 \cdot (3.025) = P_2 \cdot (3.025) - P_1 \cdot (0.375) - (M_{CMY1} + M_{CVY1} + M_{CSY1}) - (M_{CMY2} + M_{CVY2} + M_{CSY2})$$

$$R_2 \cdot (3.025) = P_2 \cdot (3.025) - P_1 \cdot (0.375) - (0.69 + 0.16 + 0.98)$$

$$- (0.12 + 0.04 + 1.13)$$

$$R_2 = 88.60 \text{ ton}$$

$$\rightarrow \sigma_2 = \frac{R_2 \cdot 1.05}{B \cdot L} = \frac{88.60 \cdot 1.05}{1.60 \cdot 1.80} = 32.30 \text{ ton/m}^2$$

$$\sum \text{Fuerzas verticales} = 0 \rightarrow R_1 = P_1 + P_2 - R_2 = 86.01 \text{ ton}$$

$$\rightarrow \sigma_1 = \frac{R_1 \cdot 1.05}{B \cdot L} = \frac{86.01 \cdot 1.05}{1.80 \cdot 1.20} = 41.81 \text{ ton/m}^2$$

Verificación con sismo en X (Transversal)

$$P_1 = P_{CM1} + P_{CV1} + P_{CSx1} = 56.20 + 10.62 + 4.40 = 71.21 \text{ ton}$$

$$P_2 = P_{CM2} + P_{CV2} + P_{CSx2} = 77.65 + 17.39 + 3.02 = 98.06 \text{ ton}$$

$$\sigma_{Zap.1} = \frac{P_1 \cdot 1.05}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot (M_{CMY1} + M_{CVY1})}{B \cdot L^2} + \frac{6 \cdot (M_{CMX1} + M_{CVX1} + M_{CSX1})}{L \cdot B^2}$$

$$\sigma_{Zap.1} = \frac{71.21 \cdot 1.05}{1.80 \cdot 1.20} + \frac{6 \cdot (0.69 + 0.16)}{1.80 \cdot 1.20^2} + \frac{6 \cdot (0.07 + 0.00 + 0.54)}{1.20 \cdot 1.80^2}$$

$$\sigma_{Zap.1} = 37.53 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{Zap.2} = \frac{P_2 \cdot 1.05}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot (M_{CMY2} + M_{CVY2})}{B \cdot L^2} + \frac{6 \cdot (M_{CMX2} + M_{CVX2} + M_{CSX2})}{L \cdot B^2}$$

$$\sigma_{Zap.2} = \frac{98.06 \cdot 1.05}{1.60 \cdot 1.80} + \frac{6 \cdot (0.12 + 0.04)}{1.60 \cdot 1.80^2} + \frac{6 \cdot (0.06 + 0.00 + 0.29)}{1.80 \cdot 1.60^2}$$

$$\sigma_{Zap.2} = 36.39 \text{ ton/m}^2$$

Finalmente, amplificamos los esfuerzos producidos por cargas de gravedad por un coeficiente de 1.60 y para la presión producida por cargas de gravedad y de sismo por un coeficiente de 1.25 (Tabla 9.5).

Tabla 9.5

Esfuerzos últimos de diseño en zapatas

Zapata excéntrica			Zapata céntrica		
σult 1	58.67	ton/m ²	σult 1	50.42	ton/m ²
σult 2	52.26	ton/m ²	σult 2	40.38	ton/m ²
σult 3	46.92	ton/m ²	σult 3	45.49	ton/m ²

Nota. Datos obtenidos a partir de resultados del software ETABS 2016

9.5.2) Diseño por corte

Zapata C-2 (0.25x0.45) – Excéntrica

La mayor sección crítica se encuentra en dirección transversal igual a 27.5 cm de la cara de la columna. De esta manera, se calcula la fuerza cortante de diseño por metro y se compara con el valor de la fuerza resistente al corte para un peralte asumido $d=50$ cm (teniendo en cuenta el peralte mínimo de una zapata indicado en la Sección 15.7 de la Norma E.060).

$$Vu = 58.67 \cdot 0.275 = 16.13 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = 0.85 \cdot (0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 50) = 32.64 \text{ ton} \geq Vu$$

El peralte de la zapata asumido igual a 50 cm es adecuado, $h=60$ cm.

Zapata C-4 (0.25x0.45) – Céntrica

En ambas direcciones, la sección crítica es igual a 27.5 cm. De esta manera, se calcula la fuerza cortante de diseño por metro y se compara con el valor de la fuerza resistente al corte para un peralte asumido $d=40$ cm.

$$Vu = 50.42 \cdot 0.275 = 13.86 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = 0.85 \cdot (0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 40) = 26.1 \text{ ton} \geq Vu$$

El peralte de la zapata asumido igual a 40 cm es adecuado, $h=50$ cm.

9.5.3) Diseño por punzonamiento

Zapata C-2 (0.25x0.45) – Excéntrica

Verificamos que el peralte asumido sea adecuado para una sección crítica ubicada a una distancia “ $d/2$ ” de la cara de la placa.

$$bo = 2 \cdot \left(0.45 + \frac{0.50}{2}\right) + (0.25 + 0.50) = 2.15 \text{ m}$$

$$Ao = \left(0.45 + \frac{0.50}{2}\right) \cdot (0.25 + 0.50) = 0.53 \text{ m}^2$$

$$A_{total} = 1.20 \cdot 1.80 = 2.16 \text{ m}^2$$

Calculamos la fuerza cortante ultima y la resistencia del concreto:

$$Vu = \sigma_u \cdot (A_T - A_O) = 58.67 \cdot (2.16 - 0.53) = 95.93 \text{ ton}$$

Según expresión 9.4:

$$\phi Vc = 0.85 \cdot \left(0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{1.80} \right) \cdot \sqrt{210} \cdot 215 \cdot 50 \right) = 148.16 \text{ ton} \geq Vu$$

Según expresión 9.5:

$$\phi Vc = 0.85 \cdot \left(0.27 \cdot \left(\frac{30 \cdot 50}{215} + 2 \right) \cdot \sqrt{210} \cdot 215 \cdot 50 \right) = 320.94 \text{ ton} \geq Vu$$

Según expresión 9.6:

$$\phi Vc = 0.85 \cdot (1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 215 \cdot 50) = 140.36 \text{ ton} \geq Vu$$

El peralte de la zapata asumido igual a 50 cm es adecuado, h=60 cm.

Zapata C-4 (0.25x0.45) – Céntrica

Verificamos que el peralte asumido sea adecuado para una sección crítica ubicada a una distancia “d/2” de la cara de la placa.

$$b_o = 2 \cdot (0.45 + 0.40) + 2 \cdot (0.25 + 0.40) = 3.00 \text{ m}$$

$$A_o = (0.45 + 0.40) \cdot (0.25 + 0.40) = 0.55 \text{ m}^2$$

$$A_{total} = 1.80 \cdot 1.60 = 2.88 \text{ m}^2$$

Calculamos la fuerza cortante ultima y la resistencia del concreto:

$$Vu = \sigma_u \cdot (A_T - A_O) = 50.42 \cdot (2.88 - 0.55) = 117.34 \text{ ton}$$

Según expresión 9.4:

$$\phi Vc = 0.85 \cdot \left(0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{1.80} \right) \cdot \sqrt{210} \cdot 300 \cdot 40 \right) = 165.39 \text{ ton} \geq Vu$$

Según expresión 9.5:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot \left(0.27 \cdot \left(\frac{40 \cdot 40}{300} + 2 \right) \cdot \sqrt{210} \cdot 300 \cdot 40 \right) = 292.67 \text{ ton} \geq V_u$$

Según expresión 9.6:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot (1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 300 \cdot 40) = 156.68 \text{ ton} \geq V_u$$

El peralte de la zapata asumido igual a 40 cm es adecuado, h=50 cm.

9.5.4) Diseño por flexión

Zapata C-2 (0.25x0.45) - Excéntrica

Se calcula el área de acero necesario en flexión por metro de ancho para el mayor volado ubicado en el eje 2 igual a 77.5 cm.

$$M_u = \frac{58.33 \cdot (0.775)^2}{2} = 17.62 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 9.54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 60 = 10.80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A partir del software de diseño SAFE 2016, podemos verificar que el existe un momento superior 2-2 de 11.31 ton-m por metro de ancho. El Momento de agrietamiento (M_{cr}) calculado a partir de las expresiones 4.5 y 4.6 para el elemento en flexión en un metro de ancho y peralte de 0.50 m es igual a 12.08 ton-m; por lo tanto, no es necesario colocar acero superior.

Se considera usar acero inferior de 5/8" de diámetro espaciados cada 20 cm.

Zapata C-4 (0.25x0.45) – Céntrica

Se calcula el área de acero necesario en flexión por metro de ancho para el volado de 67.5 cm.

$$M_u = \frac{50.93 \cdot (0.675)^2}{2} = 11.49 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 7.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 50 = 9.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se considera usar acero inferior y superior de 5/8" de diámetro espaciados cada 20 cm, cumpliendo con el acero mínimo.

El diseño de la zapata para la columna C-2 y C-4 se presenta en la Figura 9.5.

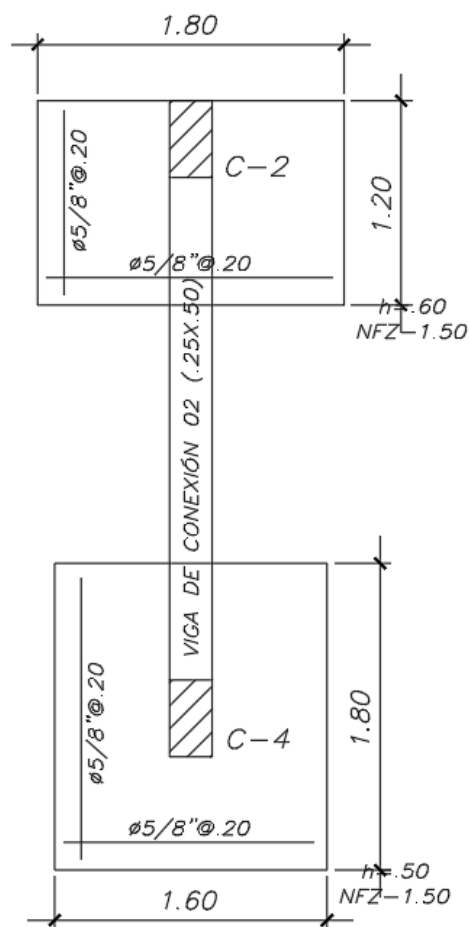


Figura 9.5. Diseño de zapatas conectadas para las columnas C-2 y C-4

Elaboración propia

9.5.5) Diseño de viga de conexión

A partir de los esfuerzos últimos en cada zapata, se calculan los momentos y fuerzas cortantes últimas en la viga de conexión.

$$q_1 = \sigma_{u1} \cdot B_1 = 58.67 \cdot 1.80 = 105.61 \text{ ton/m}$$

$$q_2 = \sigma_{u2} \cdot B_2 = 50.42 \cdot 1.60 = 80.67 \text{ ton/m}$$

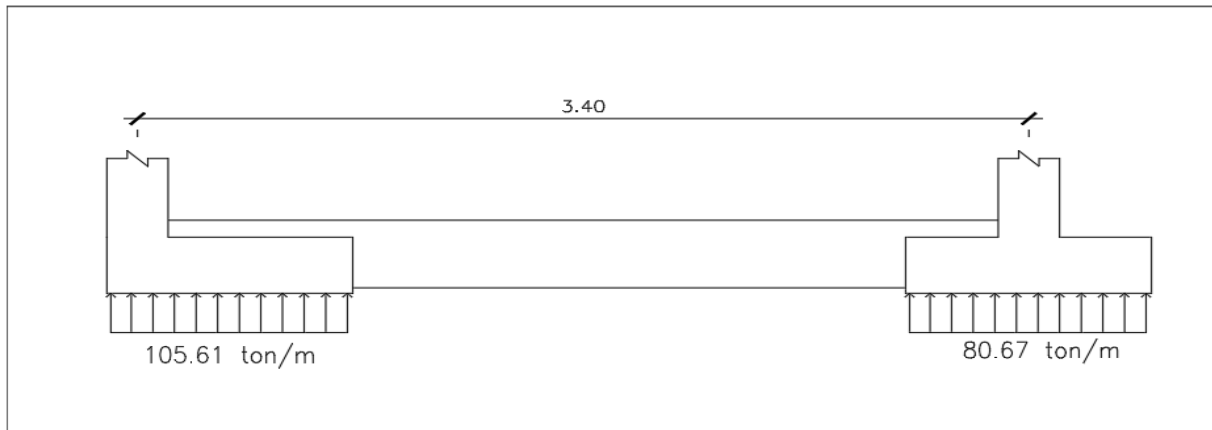


Figura 9.6. Esquema de cargas producidas en las zapatas

Elaboración propia

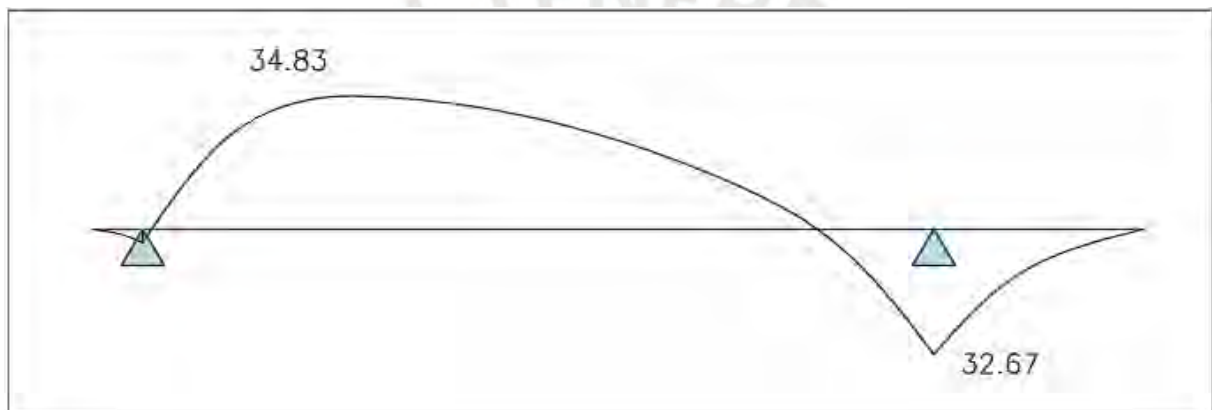


Figura 9.7. Diagrama de Momentos flectores últimos para Viga de conexión (ton-m)

Resultados obtenidos del software SAP2000

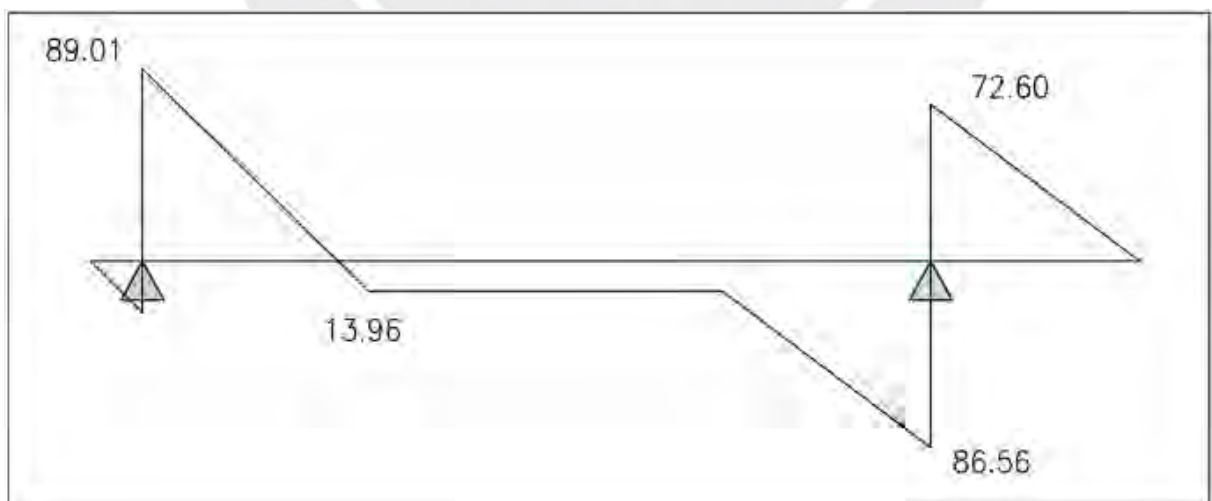


Figura 9.8. Diagrama de Fuerzas cortante últimas para Viga de conexión (ton)

Resultados obtenidos del software SAP2000

La viga de conexión de 0.25 m x 0.60 m se diseña según criterios mencionados en el capítulo 6 del presente informe.

Diseño por flexión:

$$a) \quad Mu = 34.83 \text{ ton-m} \quad As = 20.85 \text{ cm}^2$$

Se colocan $2\phi 1''$ corridos en la parte superior e inferior y 2 bastones de diámetro $\phi 1''$. En el alma de la viga se colocan $4\phi 3/8''$.

Diseño por corte:

$$- Vu = 13.96 \text{ ton}$$

$$- Vc = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 54 = 10.37 \text{ ton}$$

$$- \phi Vc = 8.81 \text{ ton} \leq Vu$$

$$- Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = 12.74 \text{ ton}$$

Usando estribos de $3/8''$, es necesario colocar estribos cada 23.5 cm.

Como $Vs \leq 1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$, el espaciamiento está limitado a 60 cm o $d/2$. El diseño de la viga de conexión se presenta en la Figura 9.9.

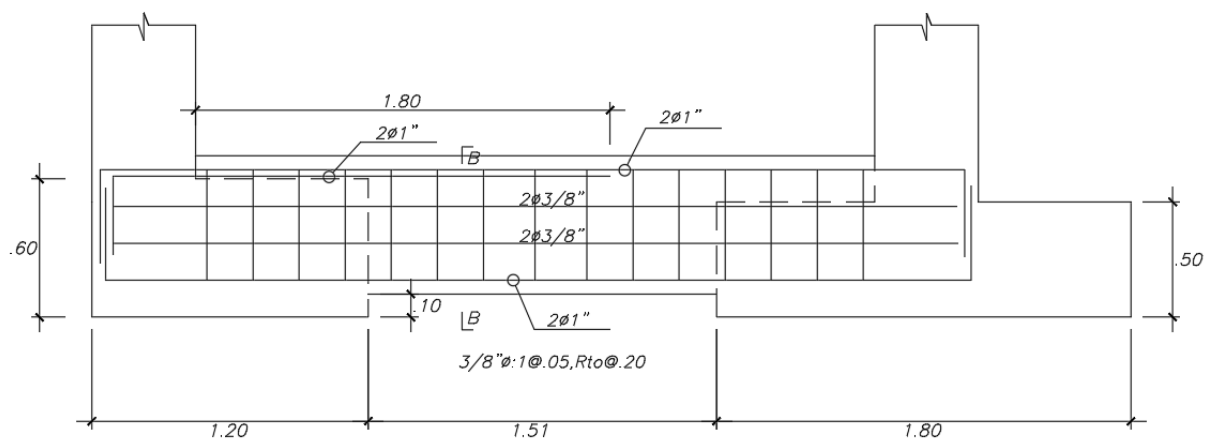


Figura 9.9. Diseño de la Viga de conexión de 25x60

Elaboración propia

Capítulo 10. Diseño de elementos secundarios

10.1) Ejemplo de diseño - Escalera

A modo de ejemplo, se diseña la escalera desde su base hasta el segundo piso. Su procedimiento es similar al de una losa armada en una dirección ubicada entre placas en su perímetro exterior como apoyo.

Las características de la escalera son:

- Paso (p) 25 cm
- Contrapaso (cp) 17.5 cm
- Garganta (t) 15 cm

- Las cargas aplicadas en el tramo inclinado para un metro de ancho son:

- Peso propio, calculada a partir de la siguiente expresión:

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

$$W_{pp} = 2.4 \cdot \left[\frac{0.175}{2} + 0.15 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{0.175}{0.25}\right)^2} \right] = 0.65 \text{ ton/m}$$

- Piso terminado: $W_{pt} = 0.10 \text{ ton/m}^2 \cdot 1.00 \text{ m} = 0.10 \text{ ton/m}$
- Sobrecarga: $W_{s/c} = 0.20 \text{ ton/m}^2 \cdot 1.00 \text{ m} = 0.20 \text{ ton/m}$

La carga última de diseño será:

$$W_u = 1.4 \cdot (0.65 + 0.10) + 1.7 \cdot (0.20) = 1.39 \text{ ton/m}$$

- Las cargas aplicadas en el descanso para un metro de ancho son:

- Peso propio: $W_{pp} = 2.4 \text{ ton/m}^3 \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 1.00 \text{ m}$
 $W_{pp} = 0.36 \text{ ton/m}$
- Piso terminado $W_{pt} = 0.10 \text{ ton/m}^2 \cdot 1.00 \text{ m} = 0.10 \text{ ton/m}$
- Sobrecarga $W_{s/c} = 0.20 \text{ ton/m}^2 \cdot 1.00 \text{ m} = 0.20 \text{ ton/m}$

La carga última de diseño será:

$$W_u = 1.4 \cdot (0.36 + 0.10) + 1.7 \cdot (0.20) = 0.984 \text{ ton/m}$$

Tramo 1 (+0.00 a +1.40)

Los diagramas de Momento flector y Fuerza cortante para un metro de ancho se presentan en las Figuras 10.1 y 10.2 respectivamente.

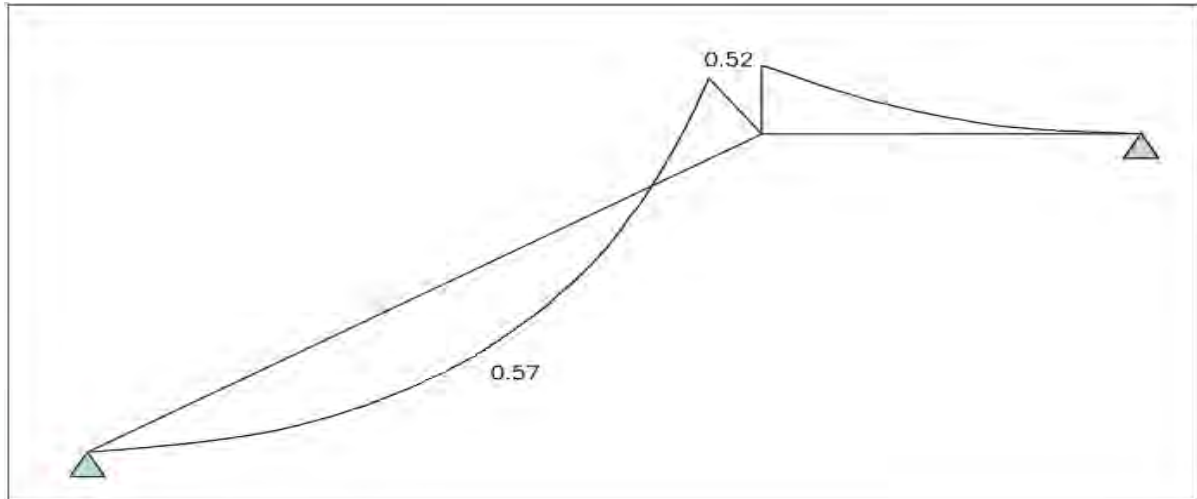


Figura 10.1. Diagrama de Momentos flectores últimos de la escalera (ton-m)

Elaboración propia

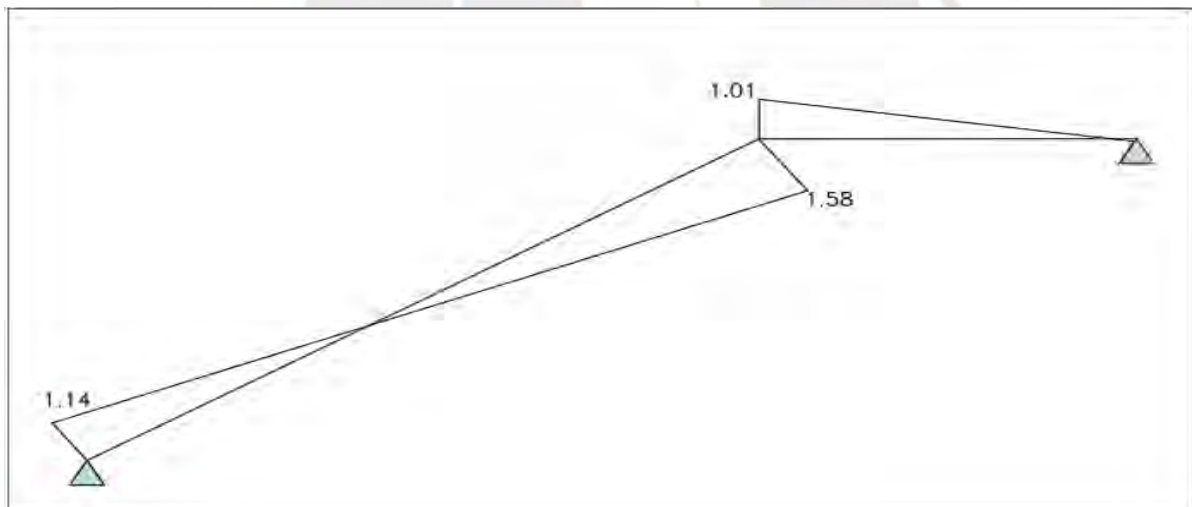


Figura 10.2. Diagrama de Fuerzas cortantes últimas de la escalera (ton)

Elaboración propia

10.1.1) Diseño por flexión

Para un momento de 0.57 ton-m es necesario suministrar 1.17 cm^2 de acero por metro de ancho; sin embargo, el área de acero mínimo por flexión es igual a $0.0018 \cdot 100 \cdot 15 = 2.7 \text{ cm}^2$.

Finalmente, se colocan varillas de $3/8''$ de diámetro espaciadas cada 25 cm.

10.1.2) Diseño por corte

Se verifica que la fuerza cortante última sea menor al valor de la cortante resistente por el concreto para un peralte efectivo igual a $d = h - 3 = 12$ (por metro de ancho).

$$\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{210} * 100 * 12) = 7.83 \text{ ton} \geq V_u = 2.01 \text{ ton}$$

El diseño del Tramo 1 de la escalera se presenta en la Figura 10.3, el segundo tramo sigue el mismo procedimiento, esta vez apoyado en la placa y losa maciza.

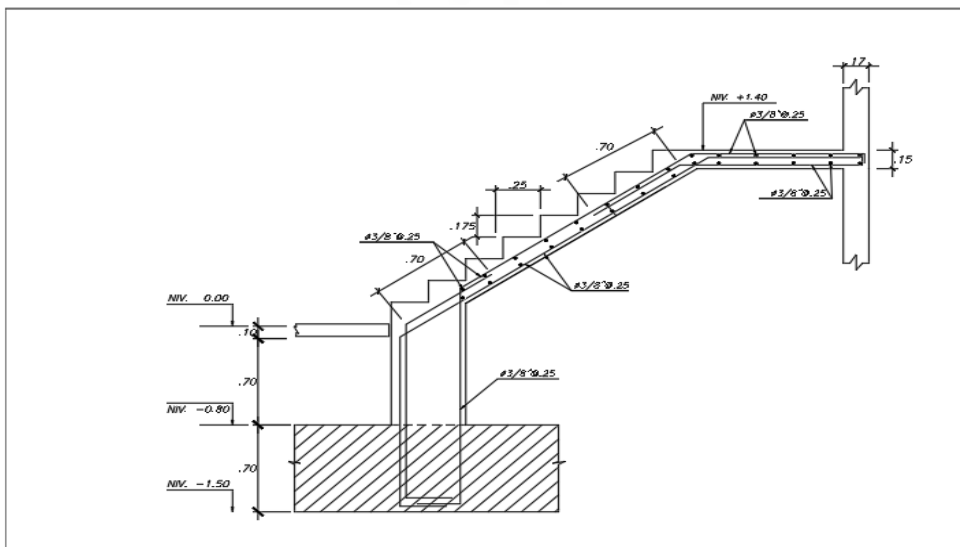


Figura 10.3. Diseño de la escalera – Tramo 1 (+0.00 a +1.40)

Elaboración propia

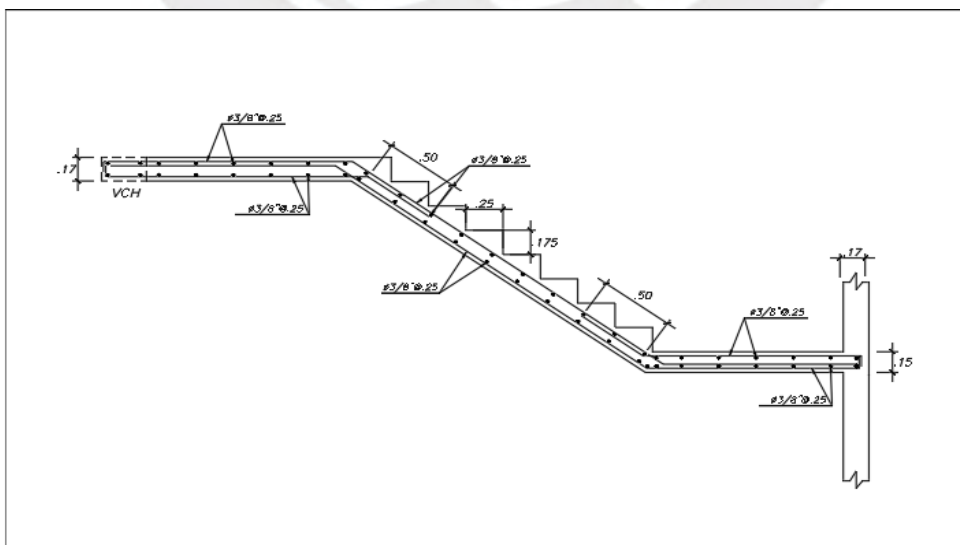


Figura 10.4. Diseño de la escalera – Tramo 2 (+1.40 a +2.80)

Elaboración propia

10.2) Ejemplo de diseño – Muro de albañilería

A modo de ejemplo, se diseña un muro de albañilería ubicado a lo largo del eje A, entre los ejes 2 y 4. El edificio tiene muros de albañilería simple (no reforzado) para separar ambientes; por lo tanto, se diseñan muros de albañilería simple, columnetas y viguetas de arriostre, y su cimiento.

10.2.1) Muro de albañilería

Considerando tener columnetas y viguetas de arriostre de 0.15 m x 0.25 m, el muro de albañilería tiene como dimensiones 2.60 m de largo por 1.80 m de alto, tal y como se presenta en la Figura 10.5.

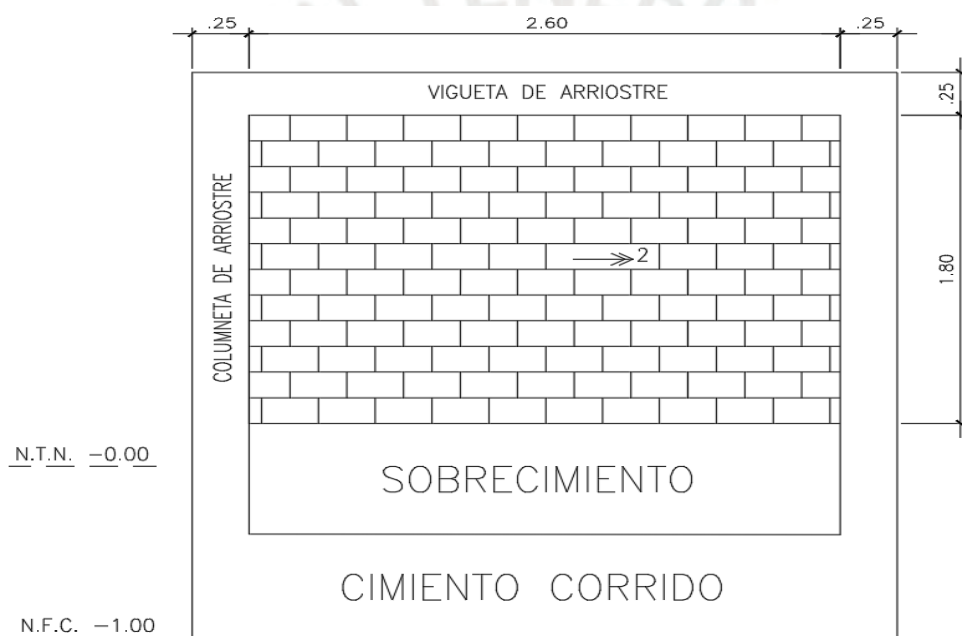


Figura 10.5. Muro de albañilería a diseñar

Elaboración propia

Según la norma de albañilería E.070, la albañilería que se encuentra desconectada del edificio, actúa como una losa simplemente apoyada por los elementos de arriostres (columneta y vigueta) y se diseña para resistir una fuerza sísmica asociada al peso del paño distribuida uniformemente mediante la expresión 10.1.

$$w = 0.40 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P_e \quad (10.1)$$

Estos valores son los parámetros sísmicos del edificio (Sección 3.1) y el peso específico por

unidad de área (Pe) de las unidades de albañilería de espesor 15 cm (Tabla 1.1).

El momento de diseño por unidad de longitud (M_s) producido por la carga sísmica se calcula a partir de la expresión 10.2.

$$M_s = m \cdot w \cdot a^2 \quad (10.2)$$

Donde

- m : Coeficiente de momento.
- w : Carga sísmica de paño por unidad de área.
- a : Dimensión crítica del paño de albañilería.

El coeficiente de momento (m) se obtiene a partir de la Tabla 23 de la Norma E.070. Al analizar el muro como arriostrado en los cuatro bordes, estudiamos el Caso 1 (Figura 10.6).

Tabla 10.1

Coeficiente “ m ” para el CASO 1

CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS								
a = Menor dimensión								
b/a	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	∞
m	0.0479	0.0627	0.0755	0.0862	0.0948	0.1017	0.118	0.125

Nota. Tomado de “NTP E.070 ALBAÑILERÍA”

Para una relación de $b/a = 2.60/1.80 = 1.44$, el valor interpolado para “ m ” es igual a 0.0779.

La carga sísmica de paño por unidad de área será:

$$w = 0.40 \cdot 0.45 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (0.15 \cdot 1350) = 36.45 \text{ kg/m}^2$$

Considerando la dimensión crítica del paño como la menor dimensión, el valor del momento producido por la carga sísmica será:

$$M_s = 0.0079 \cdot 36.45 \cdot 1.80^2 = 9.20 \text{ kg.m}$$

El esfuerzo normal que produce el momento para un espesor de muro $t = 15$ cm, se calcula mediante la expresión 10.3.

$$f_m = \frac{6 \cdot M}{t^2} \quad (10.3)$$

Este esfuerzo igual a 0.245 kg/cm^2 no es mayor a 1.50 kg/cm^2 , cumpliendo con el requerimiento de diseño indicado en la norma de albañilería E.070.

10.2.2) Diseño de viga y columnas de arriostre

La Norma E.070 sugiere analizar y diseñar los elementos de arriostres mediante métodos racionales y armadura que se obtenga por tal concepto. Siguiendo el criterio de arrostramiento, se considera el paño de albañilería apoyado en sus cuatro bordes y el área tributaria similar al de una losa maciza.

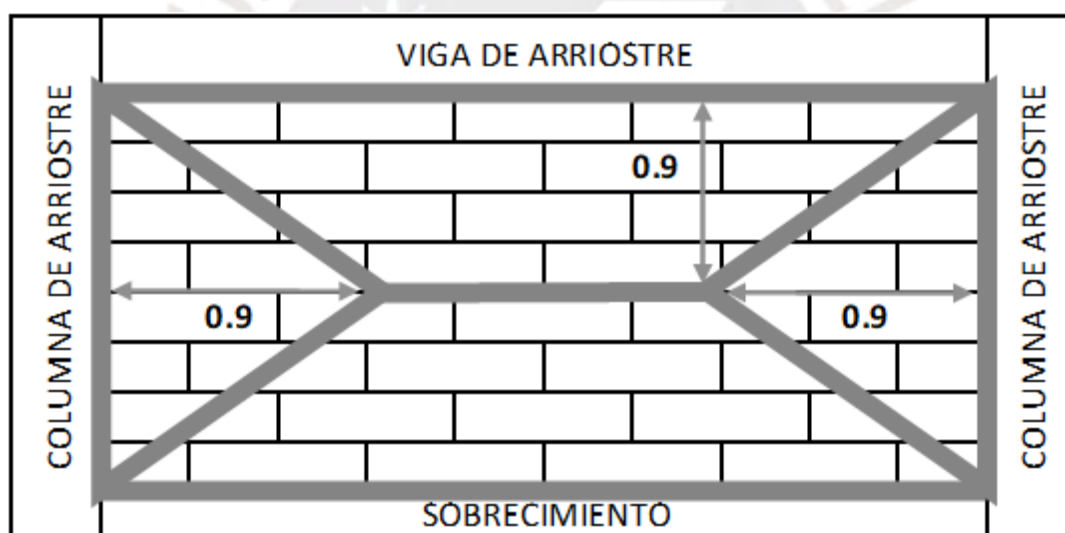


Figura 10.6. Áreas tributarias del paño de albañilería analizado

Elaboración propia

Diseño de viga de arriostre

Las cargas sísmicas por metro lineal resistidas por la viga de arriostre de $0.15 \text{ m} \times 0.25 \text{ m}$ están asociadas al peso propio y a la albañilería (calculados por la expresión 10.2).

- $W_{pp} = 0.40 \cdot 0.45 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (2400 \cdot 0.15) \cdot 0.25 = 16.2 \text{ kg/m}$
- $W_{alb} = 36.45 \cdot 0.90 = 32.81 \text{ kg/m}$

Estas cargas pueden ser amplificadas por 1.25 debido a que son efecto del sismo.

- $Wu_{pp} = 16.2 \cdot 1.25 = 20.25 \text{ kg/m}$ – Distribución rectangular
- $Wu_{alb} = 32.81 \cdot 1.25 = 41.01 \text{ kg/m}$ – Distribución trapezoidal

Los diagramas de Momento flector y Fuerza cortante se presentan en las Figuras 10.8 y 10.9 respectivamente.

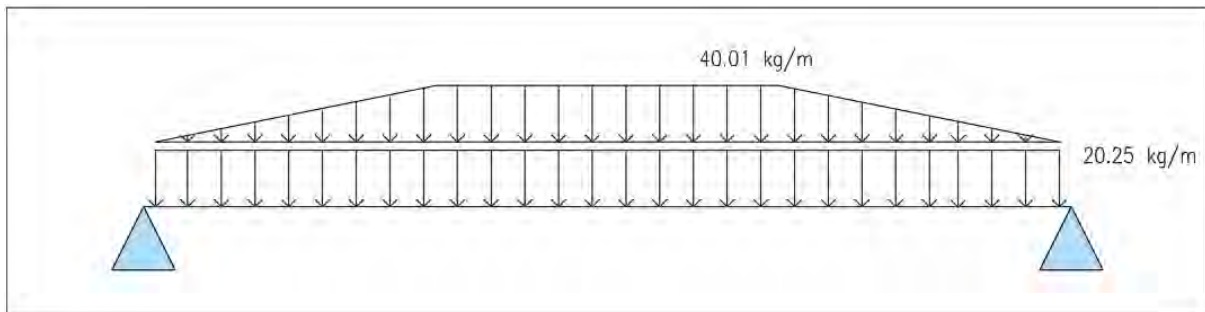


Figura 10.7. Cargas últimas de la Viga de arriostre

Elaboración propia

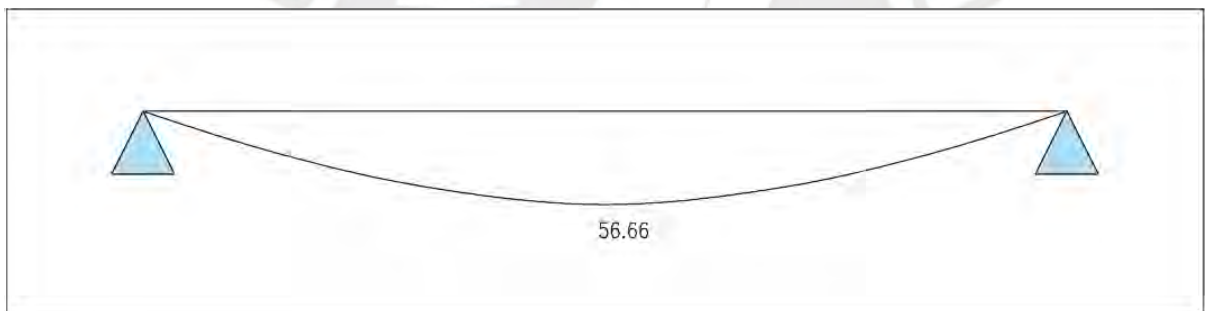


Figura 10.8. Diagrama de Momentos flectores últimos en la Viga de arriostre (kg-m)

Resultados obtenidos del software SAP2000

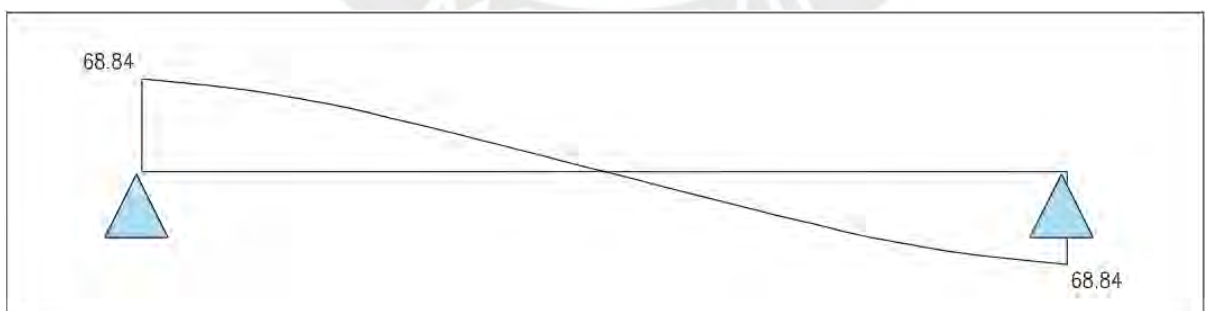


Figura 10.9. Diagrama de Fuerzas cortantes últimas en la Viga de arriostre (kg)

Resultados obtenidos del software SAP2000

Diseño por flexión – Viga de arriostre

A partir de los valores obtenidos se calcula el área de acero necesario en la viga de arriostre.

$$a) \quad \mu_{+} = 56.66 \text{ kg-m} \quad A_s = 0.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Colocar } 2-3/8'' = 1.42 \text{ cm}^2 \quad \Phi M_n = 1.12 \text{ ton-m} \quad (c=0.12)$$

En la zona de momentos negativos se colocan 2 fierros de 3/8'' de diámetro para cumplir con el acero mínimo.

Diseño por corte – Viga de arriostre

El diámetro de los estribos usados en la viga de arriostre será de 8 mm. La norma admite el uso de este diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8''.

El espaciamiento se calcula a partir de las expresiones 6.2 a 6.8 para una cortante ubicada a "d" de la cara.

$$- V_c = 2\,534.54 \text{ kg}$$

$$- V_u \text{ lim} \leq \phi V_c \text{ (No se necesitan estribos)}$$

Los estribos de montaje de 8 mm de diámetro en la viga de arriostre se distribuyen según: **1@0.05, 4@0.10, Rto.@0.25.**

Diseño de columna de arriostre

Las cargas sísmicas por metro lineal resistidas por la columna de arriostre de 0.15 m x 0.25 m están asociadas al peso propio y a la albañilería (calculados por la expresión 10.2); asimismo, se debe considerar que la viga de arrostre se apoya en la columna analizada como una viga en volado (empotrada en la base), generando una carga sísmica puntual producto del peso propio de la viga de arriostre y parte del paño.

$$\bullet \quad W_{pp} = 0.40 \cdot 0.45 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (2400 \cdot 0.15) \cdot 0.25 = 16.2 \text{ kg/m}$$

$$\bullet \quad W_{alb} = 36.45 \cdot 0.90 = 32.81 \text{ kg/m}$$

Estas cargas pueden ser amplificadas por 1.25 debido a que son efecto del sismo.

$$\bullet \quad W_{u_{pp}} = 16.2 \cdot 1.25 = 20.25 \text{ kg/m} \text{ – Distribución rectangular}$$

$$\bullet \quad W_{u_{alb}} = 32.81 \cdot 1.25 = 41.01 \text{ kg/m} \text{ – Distribución triangular}$$

- $Pu\ viga = 68.84\ kg$ – Carga horizontal

Los diagramas de Momento flector y Fuerza cortante se presentan en las Figura 10.11.

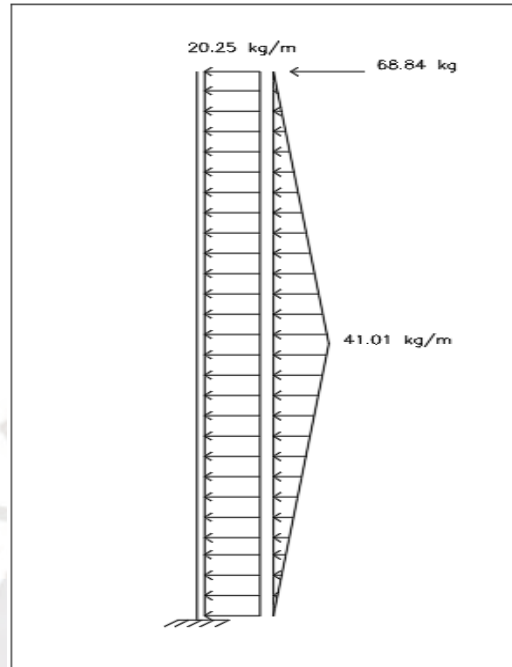


Figura 10.10. Cargas últimas de la Columna de arriostre

Elaboración propia

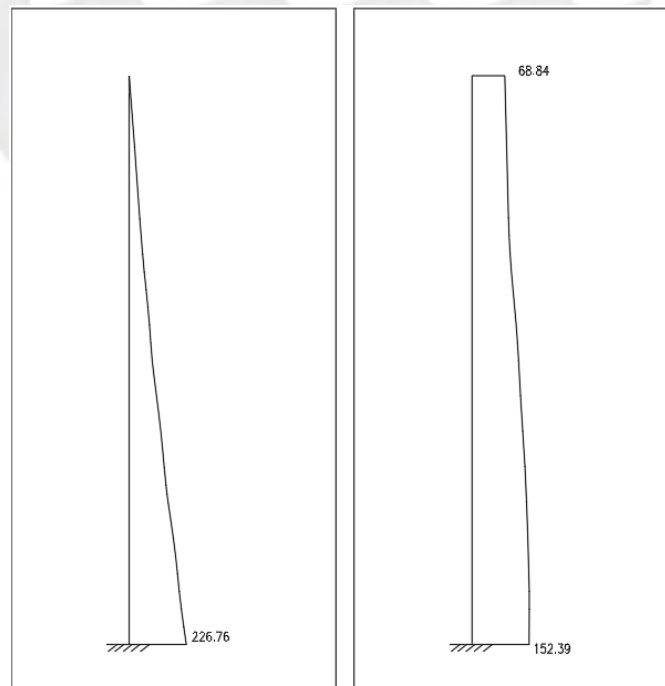


Figura 10.11. DMF (kg-m) y DFC (kg) últimos en la Columna de arriostre

Resultados obtenidos del software SAP2000

Diseño por flexión – Columna de arriostre

A partir de los valores obtenidos se calcula el área de acero necesario en la columna de arriostre.

$$a) \quad M_{u+} = 226.76 \text{ kg-m} \quad A_s = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Colocar } 2-3/8'' = 1.42 \text{ cm}^2 \quad \Phi M_n = 1.12 \text{ ton-m} \quad (c=0.49)$$

En la zona de momentos negativos se colocan 2 fierros de 3/8'' de diámetro para cumplir con el acero mínimo.

Diseño por corte – Columna de arriostre

El diámetro de los estribos usados en la viga de arriostre será de 8 mm. La norma admite el uso de este diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8''.

El espaciamiento se calcula a partir de las expresiones 6.2 a 6.8 para una cortante ubicada a "d" de la cara.

$$- V_c = 2\,534.54 \text{ kg}$$

$$- V_u \text{ lim} \leq \phi V_c \text{ (No se necesitan estribos)}$$

Los estribos de montaje de 8 mm de diámetro en la viga de arriostre se distribuyen según: **1@0.05, 4@0.10, Rto.@0.25.**

10.2.3) Diseño del cimiento corrido

El cimiento corrido está sometido a las cargas analizadas de albañilería, viga y columna de arriostre principalmente; al ser cargas de baja magnitud, del análisis por flexión y cortante se obtienen valores mínimos, por lo que usualmente se diseñan cimientos corridos con Concreto ciclópeo (concreto de baja resistencia y sin acero).

Condiciones de cimentación

- Peso específico del suelo $\gamma_s = 1800 \text{ kg/m}^3$
- Angulo de fricción $\phi_s = 30^\circ$
- Cohesión $c = 10 \text{ kg/m}^2$
- Coeficiente de fricción $\mu_s = 0.4$
- Capacidad portante $q_a = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

Según el Artículo 31.6 de la Norma E.070, la cimentación de los cercos será diseñada por métodos racionales de cálculo y los factores de seguridad para evitar fallas por volcamiento y deslizamiento serán 2 y 1.5 respectivamente. Por lo tanto, en base al equilibrio de las fuerzas actuantes por metro de ancho en el esquema de la Figura 10.12, se busca superar estos factores de seguridad.

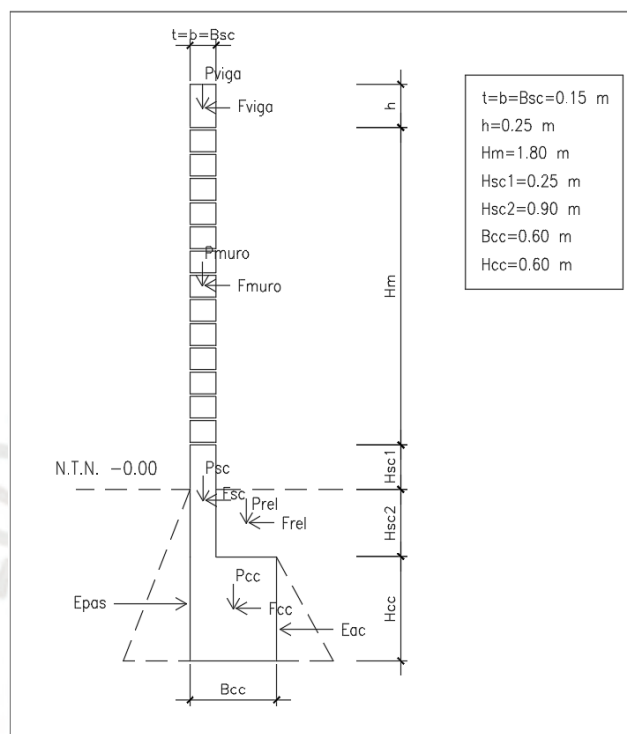


Figura 10.12. Fuerzas actuantes en el muro de albañilería no portante
Resultados obtenidos del software SAP2000

Verificación de estabilidad

a) Verificación por volteo

- Momento de volteo

$$F_{Viga} = 0.40 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot \gamma_{CA} \cdot b \cdot h \cdot 1 \text{ m} = 16.20 \text{ kg} \quad d_v = 3.68 \text{ m}$$

$$F_{muro} = W_{alb} \cdot H_m \cdot 1 \text{ m} = 65.61 \text{ kg} \quad d_m = 2.65 \text{ m}$$

$$F_{sc} = 0.40 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot \gamma_{CA} \cdot B_{sc} \cdot H_{sc} \cdot 1 \text{ m} = 74.52 \text{ kg} \quad d_{sc} = 1.18 \text{ m}$$

$$F_{cc} = 0.40 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot \gamma_{CS} \cdot B_{cc} \cdot H_{cc} \cdot 1 \text{ m} = 149.04 \text{ kg} \quad d_{cc} = 0.30 \text{ m}$$

$$F_{rel} = 0.40 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot \gamma_s \cdot (B_{cc} - t) \cdot H_{sc2} \cdot 1 \text{ m} = 131.2 \text{ kg} \quad d_{cc} = 1.05 \text{ m}$$

$$K_{ac} = \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_s}{2}\right) = 0.333$$

$$E_{ac} = 0.50 \cdot \gamma_s \cdot B_{cc}^2 \cdot K_{ac} \cdot 1 \text{ m} = 108.00 \text{ kg} \quad d_{eac} = 0.20 \text{ m}$$

$$\Sigma M_v = F_{Viga} \cdot d_v + F_{muro} \cdot d_m + F_{sc} \cdot d_{sc} + F_{cc} \cdot d_{cc} + F_{rel} \cdot d_{rel} + E_{ac} \cdot d_{eac}$$

$$\sum M_v = 525.06 \text{ ton} - m$$

- Momento resistente

$$P_{viga} = \gamma_{CA} \cdot b \cdot h \cdot 1 \text{ m} = 90.00 \text{ kg} \quad d_v = 0.075 \text{ m}$$

$$P_{muro} = \gamma_{alb} \cdot t \cdot H_m \cdot 1 \text{ m} = 364.50 \text{ kg} \quad d_m = 0.075 \text{ m}$$

$$P_{sc} = \gamma_{CA} \cdot B_{sc} \cdot H_{sc} \cdot 1 \text{ m} = 414.00 \text{ kg} \quad d_{sc} = 0.075 \text{ m}$$

$$P_{cc} = \gamma_{CS} \cdot B_{cc} \cdot H_{cc} \cdot 1 \text{ m} = 828.00 \text{ kg} \quad d_{cc} = 0.300 \text{ m}$$

$$P_{rel} = \gamma_s \cdot (B_{cc} - t) \cdot H_{sc2} \cdot 1 \text{ m} = 729.00 \text{ kg} \quad d_{rell} = 0.375 \text{ m}$$

$$K_{pas} = \tan\left(45^\circ + \frac{\phi_s}{2}\right) = 3.00 \quad d_{pas} = 0.500 \text{ m}$$

$$E_{pas} = 0.50 \cdot \gamma_s \cdot (H_{cc} + H_{sc2})^2 \cdot K_{pas} \cdot 1 \text{ m} = 6075.00 \text{ kg}$$

$$\sum M_r = P_{viga} \cdot d_v + P_{alb} \cdot d_m + P_{sc} \cdot d_{sc} + P_{cc} \cdot d_{cc} + P_{rel} \cdot d_{rel} + E_{pas} \cdot d_{pas}$$

$$\sum M_r = 3624.41 \text{ ton} - m$$

- Factor de seguridad

$$FS = \frac{\sum M_r}{\sum M_v} = 6.90$$

b) Verificación por deslizamiento

- Fuerzas actuantes

$$F_A = F_{viga} + F_{alb} + F_{sc} + F_{cc} + F_{rel} = 436.59 \text{ kg}$$

- Fuerzas resistentes

$$P = P_{viga} + P_{alb} + P_{sc} + P_{cc} + P_{rel} = 2425.50 \text{ kg}$$

$$F_r = P \cdot \tan(\delta) + E_{pas} = P \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \phi_s\right) + E_{pas} = 6957.81 \text{ kg}$$

- Factor de seguridad

$$FS = \frac{F_r}{F_A} = 15.94$$

Los factores de seguridad para evitar fallas por volcamiento y deslizamiento son mayores a 2 y 1.5 respectivamente; por lo tanto, las dimensiones son correctas.

Capítulo 11. Conclusiones y recomendaciones

- Los elementos del edificio fueron predimensionados mediante cálculos generalizados basados en la experiencia y práctica de profesionales; sin embargo, las dimensiones finales deben estar verificadas, ya sea desde el control de deflexiones y fisuración producida por las cargas de servicio hasta el control de derivas inelásticas producidas por el análisis sísmico.
- La configuración de muros dentro del edificio permitió que más del 70% de la resistencia sísmica fueran tomados por estos, controlando así los desplazamientos laterales en las dos direcciones y cuyas derivas se encuentran por debajo del límite para la distorsión del entrepiso para un edificio de concreto armado.
- Los resultados de los periodos en segundos obtenidos en ambas direcciones del edificio ($X=0.47$, $Y=0.36$) son razonables debido a que se ha configurado menor longitud de muros en la dirección del eje X que en Y considerando un espesor constante en su gran mayoría. Del mismo modo ocurre con los desplazamientos laterales del edificio, en la dirección X son mayores que en Y.
- El peso sísmico de la estructura corresponde a un valor de 0.93 ton/m^2 . Este peso es menor a lo esperado 1 ton/m^2 debido a que los espesores de placas y losas son pequeños y no se han considerado cargas como muretes, tanques de agua, entre otros, en la azotea.
- Fue necesario modificar los resultados del análisis espectral en ambas direcciones debido a que la fuerza cortante basal del análisis dinámico fue menor que el 80% de la fuerza cortante basal del análisis estático del edificio regular, los factores fueron 1.15 y 1.07 en las direcciones X e Y respectivamente.
- Se verificó la hipótesis asumida en la Sección 3.1.5 de ser un edificio con sistema estructural de muros estructurales al considerar el Coeficiente básico de reducción R_o igual a 6, el porcentaje de cortante que toman las placas son del 99.4% y 99% en las direcciones X e Y respectivamente.
- Se diseñaron vigas chatas para poder soportar tabiquerías que se encuentran configuradas

en el sentido del aligerado. Para poder responder a estas cargas y evitar problemas de deflexión y fisuración se aumenta el espesor de las mismas.

- Se observaron que los momentos en las columnas son muy bajos a comparación de las fuerzas de compresión axial debido a su configuración en planta, ya que se encuentran cerca a muros.
- La configuración de la cimentación en planta sugiere zapatas aisladas y conectadas. Estas últimas debido a un edificio perimetral y se conectan mediante una viga de cimentación a un elemento de apoyo; en este caso fue posible conectar a otras zapatas céntricas; sin embargo, no escapa la posibilidad de ser conectada a un muerto si se considera práctico.
- Los planos de arquitectura y estructuras presentados deben tener el nivel de detalle necesario para garantizar una buena lectura y por consecuencia el nivel de construcción esperado.
- El uso de los valores arrojados por los softwares de análisis y diseño como ETABS y SAFE utilizado en el presente proyecto o en cualquier otro siempre tienen que ser interpretados y verificados mediante el criterio lógico del diseñador para evitar considerar posibles resultados erróneos que conlleven a un diseño deficiente.

Capítulo 12. Bibliografía

- Blanco Blasco, Antonio (1997). *Estructuración y diseño de edificios de concreto armado*. 2da edición. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Ottazzi Pasino, Gianfranco (2017). *Apuntes del curso de Concreto Armado 1*. Lima, Perú: Facultad de Ciencias e Ingeniería – PUCP.
- Muñoz Peláez, Juan Alejandro (2018). *Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica*. Lima, Perú: Facultad de Ciencias e Ingeniería PUCP. Lima – Perú.
- Harmsen, Teodoro (2005). *Diseño de estructuras de Concreto Armado*. 4ª edición. Lima, Perú: Fondo editorial - PUCP.
- SENCICO (2006). *Norma E.020 Cargas*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- SENCICO (2018). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- SENCICO (2019). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- SENCICO (2006). *Norma E.070 Concreto Armado*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- SENCICO (2019). *Proyecto de Norma E.070 Concreto Armado*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.