

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN
MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS DE CONCRETO ARMADO**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

Diego Jhonatan Alcarraz Prado

Elverth Anderson Rojas Paucar

ASESOR:

Diego Villágomez Molero

Lima, julio del 2025

Informe de Similitud

Yo, Diego Villagómez Molero,

docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia

Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado

Diseño estructural de una edificación multifamiliar de seis pisos de concreto armado,


del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as)

Diego Jhonatan Alcarraz Prado y Elverth Anderson Rojas Páucar

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 22%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 23/10/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 23 de octubre del 2025

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Villagómez Molero, Diego</u>	
DNI: 40746149	Firma 
ORCID: https://orcid.org/0000-0002-5439-5058	

DEDICATORIA:

Dedicamos la presente tesis a nuestros padres, cuyo esfuerzo, dedicación y ejemplo ha sido el mayor incentivo en nuestra formación profesional. Asimismo, a nuestros familiares cercanos, que con su apoyo y aliento constante nos acompañaron a lo largo de este proceso académico.



AGRADECIMIENTOS:

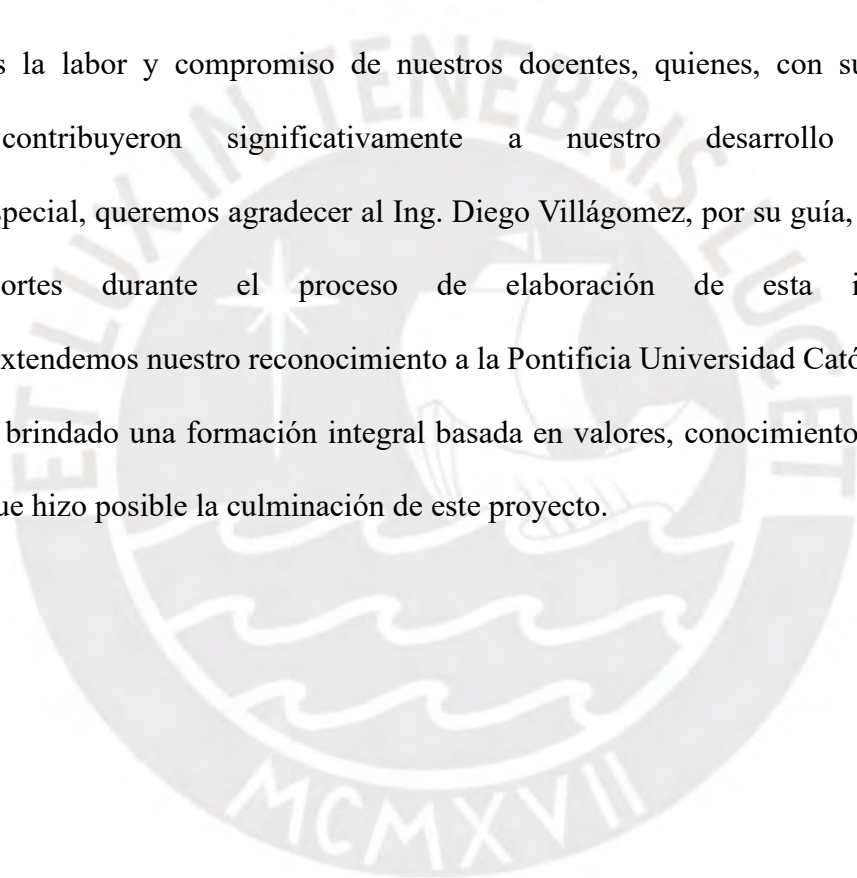
Deseamos manifestar nuestro profundo reconocimiento a nuestras familias, cuyo respaldo constante, confianza y motivación fueron fundamentales para culminar satisfactoriamente esta etapa de nuestra formación profesional.

Manifestamos también nuestra gratitud hacia nuestros compañeros de estudios, con quienes compartimos retos, aprendizajes y experiencias que fortalecieron tanto nuestro crecimiento académico como personal.

Reconocemos la labor y compromiso de nuestros docentes, quienes, con su vocación y exigencia, contribuyeron significativamente a nuestro desarrollo profesional.

De manera especial, queremos agradecer al Ing. Diego Villágomez, por su guía, orientación y valiosos aportes durante el proceso de elaboración de esta investigación.

Finalmente, extendemos nuestro reconocimiento a la Pontificia Universidad Católica del Perú, por habernos brindado una formación integral basada en valores, conocimiento y excelencia académica, que hizo posible la culminación de este proyecto.



RESUMEN:

El presente trabajo de investigación aborda el análisis y diseño estructural, así como la cuantificación de materiales correspondientes a una estructura residencial multifamiliar de seis niveles ubicada en el distrito de San Miguel, Lima, Perú. Esta edificación cuenta con veintidós departamentos.

La edificación cuenta con 372.77 m² de área techada típica, y 2,236.62 m² de área techada total. Asimismo, de acuerdo con el estudio de mecánica de suelos, se encuentra cimentado sobre un suelo compuesto mayoritariamente por grava, que al alcanzar una profundidad de 1.50 m su presión admisible es de 4.0 kg/cm².

Al realizar el diseño de la estructura del edificio, se optó por un sistema estructural de muros de concreto armado. Los techos de la estructura están compuestos de losas aligeradas y macizas. Para la cimentación, se diseñaron las distintas zapatas conectadas y combinadas.

Mediante el uso del software de análisis estructural, ETABS, se realizó el modelo tridimensional de la estructura de todo el edificio. Para ello se consideraron las cargas muertas, vivas y sísmicas, así como el espectro sísmico. Con todos esos aspectos, se obtuvieron los desplazamientos y derivas (máximos y mínimos) verificando se mantengan dentro de los márgenes definidos por la norma E.030.

También, se obtuvieron los diagramas de fuerzas internas actuantes en los distintos elementos, con los cuales se realizó el diseño del armado de acero, cumpliendo con lo indicado en la norma E.060.

Finalmente, se desarrolló el metrado y presupuesto de concreto armado de la estructura. Para ello se hizo un metrado manual y un modelado en REVIT que permitió comparar resultados entre estos dos métodos de metrado.

INDÍCE DE CONTENIDO

Capítulo 1. Generalidades.....	1
1.1. Características principales de la edificación	1
1.2. Descripción de la arquitectura del proyecto.....	1
1.3. Objetivos	5
1.3.1. Objetivo general.....	5
1.3.2. Objetivos específicos	5
1.4. Normas.....	5
1.5. Aspectos generales del diseño de concreto armado.....	5
1.5.1. Determinación de la resistencia de diseño	6
1.6. Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el proyecto.....	6
1.7. Cargas utilizadas	7
1.7.1. Definición de cargas	7
1.7.2. Cargas consideradas.....	7
1.8. Características de los elementos no estructurales del proyecto	8
Capítulo 2. Estructuración y Predimensionamiento	9
2.1. Estructuración	9
2.1.1. Criterios de Estructuración	9
2.1.2. Elaboración de estructura.....	9
2.2. Predimensionamiento.....	10
2.2.1. Losas aligeradas	10

2.2.2.	Vigas peraltadas	11
2.2.3.	Columnas	11
2.2.4.	Placas	13
Capítulo 3.	Análisis Sísmico.....	17
3.1.	Aspectos generales.....	17
3.1.1.	Parámetros sísmicos considerados en el diseño.....	17
3.1.2.	Metrado de cargas	19
3.1.3.	Modelo Tridimensional.....	21
3.2.	Análisis Modal.....	22
3.2.1.	Masa sísmica.....	22
3.2.2.	Periodos y modos de vibración.....	22
3.3.	Análisis dinámico.....	24
3.3.1.	Evaluación espectral	24
3.3.2.	Cortante basal dinámica.....	25
3.3.3.	Verificación del sistema estructural	25
3.3.4.	Desplazamientos y derivas de entrepiso	26
3.3.5.	Verificación de Irregularidades	27
3.4.	Análisis estático	30
3.4.1.	Cortante basal estática.....	30
3.4.2.	Distribución de fuerzas en altura	30
3.5.	Fuerza cortante basal de diseño	32

3.6.	Junta Sísmica	32
Capítulo 4.	Diseño de Losas Aligeradas y Macizas.....	34
4.1.	Diseño de Losa Aligerada	34
4.1.1.	Análisis estructural.....	34
4.1.2.	Diseño por flexión.....	34
4.1.3.	Diseño por corte	37
4.1.4.	Control de fisuración.....	37
4.1.5.	Control de deflexión	37
4.1.6.	Ejemplo de diseño de losa aligerada.....	38
4.2.	Diseño de Losa Maciza.....	42
4.2.1.	Análisis estructural.....	42
4.2.2.	Diseño por flexión.....	42
4.2.3.	Diseño por corte	43
4.2.4.	Ejemplo de diseño de losa maciza	43
4.3.	Diseño de viga chata	46
4.3.1.	Ejemplo de diseño de viga chata.....	47
Capítulo 5.	Diseño de vigas	49
5.1.	Análisis Estructural.....	49
5.2.	Diseño por flexión.....	49
5.3.	Diseño por corte	50
5.4.	Control de fisuración.....	51

5.5.	Longitud de desarrollo del refuerzo en flexión	51
5.6.	Ejemplo de diseño de viga	51
Capítulo 6.	Diseño de columnas	62
6.1.	Análisis estructural.....	62
6.2.	Diseño por flexocompresión	62
6.3.	Diseño por corte	62
6.4.	Ejemplo del dimensionamiento de refuerzo de columnas	63
Capítulo 7.	Diseño de Placas	69
7.1.	Análisis estructural.....	69
7.2.	Verificación por pandeo	69
7.3.	Diseño por corte	69
7.4.	Verificación del confinamiento en los extremos	70
7.5.	Diseño por flexocompresión	71
7.6.	Diseño por capacidad	71
7.7.	Ejemplo de diseño de placa.....	72
Capítulo 8.	Diseño de Cimentaciones.....	79
8.1.	Dimensionamiento por presión admisible	80
8.2.	Verificación por punzonamiento	81
8.3.	Verificación de fuerza cortante	81
8.4.	Diseño por flexión.....	82
8.5.	Diseño de zapata aislada	83

8.5.1.	Ejemplo de diseño de zapata aislada.....	83
8.6.	Diseño de zapata combinada.....	87
8.6.1.	Ejemplo de diseño de zapata combinada	87
8.7.	Diseño de las dimensiones y refuerzo de zapata conectada.....	92
8.7.1.	Ejemplo del diseño de la zapata conectada.....	92
Capítulo 9.	Diseño de elementos secundarios	100
9.1.	Diseño de elementos secundarios: escalera	100
9.2.	Diseño de elementos secundarios: cisterna.....	105
Capítulo 10.	Metrado y Presupuesto de materiales	111
10.1.	Metrado manual y Ratios por elemento	111
10.2.	Presupuesto de concreto armado.....	113
Capítulo 11.	Conclusiones y comentarios	116
Capítulo 12.	Bibliografía	118
Anexo I:	Planos de Arquitectura.....	120
Anexo II:	Planos de Estructuras.....	121

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 <i>Factores de reducción según el tipo de carga aplicada</i>	6
Tabla 2 <i>Parámetros del cálculo de la fuerza de corte última</i>	14
Tabla 3 <i>Área de placas: dirección X</i>	14
Tabla 4 <i>Área de placas: dirección Y</i>	15
Tabla 5 <i>Peso total y peso por piso de la estructura</i>	22
Tabla 6 <i>Periodo, modos de vibración y porcentaje de participación de masa</i>	23
Tabla 7 <i>Periodos de vibración de la estructura mediante análisis traslacional</i>	23
Tabla 8 <i>Parámetros sísmicos para definir el espectro</i>	24
Tabla 9 <i>Fuerza cortante basal en muros y columnas</i>	25
Tabla 10 <i>Desplazamientos y derivas inelásticas: dirección X</i>	26
Tabla 11 <i>Desplazamientos y derivas inelásticas: dirección Y</i>	26
Tabla 12 <i>Ratios de torsión: dirección X e Y</i>	27
Tabla 13 <i>Ubicación del centro de masa (CM) y centro de rigidez (CR)</i>	28
Tabla 14 <i>Peso por niveles y verificación de irregularidad de masa</i>	28
Tabla 15 <i>Rigidez lateral de la estructura: dirección X e Y</i>	29
Tabla 16 <i>Fuerzas sísmicas distribuidas en altura: dirección X</i>	31
Tabla 17 <i>Fuerzas sísmicas distribuidas en altura: dirección Y</i>	31
Tabla 18 <i>Longitudes de anclaje en tracción: Barras superiores e inferiores</i>	36
Tabla 19 <i>Condiciones de longitud para obviar la verificación de deflexión</i>	38
Tabla 20 <i>Carga distribuida en vigueta entre los ejes 6-7 y C-F</i>	39
Tabla 21 <i>Cargas puntuales en vigueta entre los ejes 6-7 y C-F</i>	39

Tabla 22	<i>Cálculo del acero positivo requerido, instalado y momento nominal instalado</i>	40
Tabla 23	<i>Cálculo de acero negativo, instalado y momento nominal instalado</i>	40
Tabla 24	<i>Longitudes de bastones: vigueta CDEF</i>	41
Tabla 25	<i>Cálculo del parámetro Z para verificar fisuración</i>	41
Tabla 26	<i>Cálculo de peraltes mínimos para no calcular deflexiones</i>	41
Tabla 27	<i>Metrado de cargas actuantes sobre la losa maciza entre los ejes 2-3 y A-B</i>	44
Tabla 28	<i>Momentos flectores máximos paralelos a los ejes X e Y</i>	45
Tabla 29	<i>Acero mínimo para la malla superior e inferior en ambas direcciones</i>	45
Tabla 30	<i>Cálculo del acero requerido y momento resistente</i>	48
Tabla 31	<i>Metrado de cargas: viga B</i>	52
Tabla 32	<i>Envolvente de cargas últimas</i>	56
Tabla 33	<i>Acero solicitado y armado final</i>	56
Tabla 34	<i>Longitudes de bastones</i>	57
Tabla 35	<i>Valores del diseño por capacidad: momentos y cortantes</i>	58
Tabla 36	<i>Estribaje final de viga</i>	59
Tabla 37	<i>Metrado de cargas para piso típico y azotea</i>	64
Tabla 38	<i>Cargas axiales y momentos flectores</i>	66
Tabla 39	<i>Combinaciones de cargas y momentos flectores</i>	66
Tabla 40	<i>Metrado de cargas para el piso típico: Placa P-2</i>	73
Tabla 41	<i>Cargas axiales y momentos flectores: Placa P-2</i>	73
Tabla 42	<i>Combinación de cargas axiales y momentos flectores: Placa P-2</i>	73
Tabla 43	<i>Cortante por capacidad, momento nominal y espaciamiento requerido: placa 2</i>	78

Tabla 44 <i>Cargas que recibe la zapata aislada</i>	83
Tabla 45 <i>Longitud de volados y dimensiones finales de la zapata</i>	84
Tabla 46 <i>Momento último y acero requerido: dirección X e Y</i>	86
Tabla 47 <i>Cargas recibidas por la zapata combinada: placa y las columnas</i>	88
Tabla 48 <i>Cargas trasladadas al centroide: sistema equivalente</i>	88
Tabla 49 <i>Dimensiones finales de la zapata combinada</i>	88
Tabla 50 <i>Momento último, y acero requerido positivo y negativo: dirección X e Y</i>	91
Tabla 51 <i>Cargas que recibe de la columna C-7</i>	93
Tabla 52 <i>Cargas que recibe de la columna 4-C</i>	93
Tabla 53 <i>Esfuerzos actuantes en cada zapata: dirección longitudinal</i>	94
Tabla 54 <i>Esfuerzos actuantes en cada zapata: dirección transversal</i>	94
Tabla 55 <i>Verificación de esfuerzos en cada zapata: dir. longitudinal y sentido antihorario</i> ..	95
Tabla 56 <i>Esfuerzos en cada zapata: dir. longitudinal y sentido horario</i>	95
Tabla 57 <i>Resistencia al punzonamiento y fuerza última para cada zapata</i>	96
Tabla 58 <i>Resistencia a fuerza cortante y cortante última para cada zapata</i>	96
Tabla 59 <i>Momento último y acero requerido en zapata 7-C: dirección X e Y</i>	97
Tabla 60 <i>Momento último y acero requerido en zapata 4-C: dirección X e Y</i>	97
Tabla 61 <i>Cálculo del momento último y acero requerido: superior e inferior</i>	99
Tabla 62 <i>Tabla de coeficientes: losa apoyada en todos sus bordes y carga triangular</i>	107
Tabla 63 <i>Tabla de coeficientes: losa apoyada en todos sus bordes y carga triangular</i>	109
Tabla 64 <i>Metrado de materiales de la edificación</i>	112
Tabla 65 <i>Resumen de metrado total y ratio por m² de superficie (área) techada</i>	113

Tabla 66 *Subtotal de costo por partidas y costo directo final de concreto armado* 114



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Planta arquitectónica del nivel 1.....	3
Figura 2 Planta arquitectónica del nivel 1 al 6.....	4
Figura 3 Área tributaria de la columna central	12
Figura 4 Área tributaria de la columna excéntrica.....	13
Figura 5 Vista en planta de la estructuración	16
Figura 6 Modelo tridimensional en ETABS	21
Figura 7 Parámetros: función del espectro de respuesta en ETABS.....	24
Figura 8 Modelo de la vigueta en losa aligerada	34
Figura 9 Esquema de corte de bastones y longitud de anclaje.....	36
Figura 10 Ubicación en planta de la vigueta CDEF	38
Figura 11 Análisis estructural de la vigueta CDEF.....	39
Figura 12 Diagrama de Momento Flector Último de la vigueta CDEF (tonf-m).....	40
Figura 13 Diagrama de Fuerza Cortante última de la vigueta CDEF (tonf).....	40
Figura 14 Armado final del tramo aligerado entre los ejes C-F y 6-7	42
Figura 15 Ubicación en planta de la losa maciza 2-3 y A-B.....	43
Figura 16 <i>Modelo tridimensional de la losa maciza entre los ejes 2-3 y A-B</i>	44
Figura 17 Diagrama de momento flector: dirección X e Y, respectivamente	44
Figura 18 Armado final de la losa maciza	46
Figura 19 Idealización de viga chata – eje 6-CD.....	47
Figura 20 Diagrama de fuerza cortante de la viga chata.....	47
Figura 21 Diagrama de momento flector de la viga chata	48

Figura 22 Armado final de la viga chata.....	48
Figura 23 Sección transversal de viga	49
Figura 24 Ubicación en planta de la viga VB	51
Figura 25 Idealización y metrado de cargas: viga B.....	52
Figura 26 Diagrama de momento flector: cargas de gravedad	55
Figura 27 Diagrama de momento flector: cargas sísmicas	55
Figura 28 Diagrama de fuerza cortantes por cargas de gravedad y sísmicas.....	58
Figura 29 Armado final de la viga	61
Figura 30 Ubicación en plana de la columna G-4.....	64
Figura 31 Diseño de columna 25x50cm y armado 8Ø5/8".....	65
Figura 32 Verificación del diseño por flexocompresión en el eje local Y	66
Figura 33 Verificación del diseño por flexocompresión en el eje local X.....	67
Figura 34 Armado final de columna	68
Figura 35 Longitud de confinamiento de placas.....	71
Figura 36 Ubicación en planta de la placa P-2	72
Figura 37 Diseño de placa 0.25x4.00m	75
Figura 38 Verificación del diseño por flexocompresión en eje local X: placa P-2.....	76
Figura 39 Verificación del diseño por flexocompresión en eje local Y: placa P-2	76
Figura 40 Esquema de armado final del refuerzo para el primer piso: placa P-2.....	78
Figura 41 Distribución de esfuerzos en zapata	80
Figura 42 Área crítica de falla por punzonamiento	81
Figura 43 Área crítica de falla por corte	82

Figura 44 Esquema del área crítica de falla por solicitaciones de flexión.....	82
Figura 45 Planta de primer piso: ubicación de la placa 5	83
Figura 46 Esquema de armado final del acero – zapata aislada	87
Figura 47 Esquema ubicación de la placa del ascensor y las columnas	87
Figura 48 Distancias al centroide de la zapata: brazos de palanca	88
Figura 49 Imagen del modelado en SAP2000 - zapata combinada	90
Figura 50 Esquema de armado final del acero – zapata combinada	92
Figura 51 Ubicación en planta de la zapata conectada	92
Figura 52 Esquema de cargas actuantes en la viga de cimentación.....	94
Figura 53 Modelo de análisis - zapata conectada: dirección longitudinal y sentido antihorario	95
Figura 54 Modelo de análisis - zapata conectada: dirección longitudinal y sentido horario...95	
Figura 55 Modelo del análisis estructural de la viga de cimentación.....	98
Figura 56 Gráfica de la distribución de la fuerza cortante - viga de cimentación	98
Figura 57 Gráfica de la distribución del momento flector - viga de cimentación	99
Figura 58 Esquema de armado final del acero de la viga de cimentación VC1	99
Figura 59 Vista en planta de la escalera en el edificio	100
Figura 60 Modelo del análisis estructural de la escalera – tramos 1 y 3	101
Figura 61 Reacciones que transmiten los tramos 1 y 3 al tramo 2	101
Figura 62 Modelo del análisis estructural de la escalera - tramo 2.....	102
Figura 63 Gráfica de la distribución de fuerza cortante – tramos 1 y 3.....	102
Figura 64 Gráfica de la distribución de fuerza cortante - tramo 2	103

Figura 65 Diagrama de momento flector: tramos 1 y 3	103
Figura 66 Diagrama de momento flector: tramo 2.....	103
Figura 67 Configuración del armado de la escalera – tramo 1	104
Figura 68 Configuración del armado de la escalera – tramo 2	104
Figura 69 Configuración del armado de la escalera – tramo 3	104
Figura 70 Planta de la cisterna: dimensiones, peralte (H) y nivel de fondo (NFZ).....	105
Figura 71 Análisis estructural de pared de la cisterna vacía	108
Figura 72 Análisis estructural techo cisterna	109
Figura 73 Configuración del armado de acero en la cisterna: vista lateral.....	110



Capítulo 1. Generalidades

1.1. Características principales de la edificación

El proyecto desarrollado en la presente tesis lleva por nombre “Residencial Lima-Sky”. Se trata de un edificio multifamiliar de seis niveles, ubicado en el distrito de San Miguel, provincia y departamento de Lima. El predio se sitúa en una esquina, limitando al Norte y Oeste con edificaciones existentes, al Este con la Avenida de los Precursores y al Sur con la Avenida Escardó. El área correspondiente al primer nivel es de 418.30 m², mientras que cada piso tipo presenta una superficie techada de 372.77 m² y un área libre de 27.23 m².

El esquema resistente propuesto para la edificación se compone de pórticos y muros ejecutados en concreto armado, integrando elementos como vigas y columnas que conforman el sistema estructural principal. La planta arquitectónica presenta una configuración simétrica respecto al eje horizontal, por lo que la caja del ascensor se ubicará en la zona central del edificio, distribuyéndose el resto de muros estructurales en el perímetro y el interior de la edificación.

Dado que el proyecto no contempla sótanos, se ha previsto una cimentación superficial, considerando que el suelo de fundación posee una presión admisible de 4 kg/cm². Finalmente, el diseño estructural se desarrollará conforme a los criterios y disposiciones del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

1.2. Descripción de la arquitectura del proyecto

La Residencial Lima-Sky consta de seis niveles con una altura de entrepiso de 2.80 m. El primer piso de la edificación cuenta con dos departamentos, y el piso típico con cuatro, dando un total de veintidós departamentos en todo el edificio. Los departamentos del edificio tienen dos tipos de distribución. La primera distribución tiene: una cocina, un comedor, una

sala, un dormitorio principal con baño propio, dos dormitorios adicionales y un baño de visita. La segunda distribución posee tres habitaciones: dos individuales y una de visitas, una cocina que conecta al patio-lavandería, y un baño. Hay siete estacionamientos en todo el edificio, los cuales se ubican en la parte delantera del primer piso.

Para la circulación vertical, la edificación cuenta con un ascensor y una escalera principal, ambos localizados en el hall de ingreso. El cuarto de máquinas del ascensor se encuentra en la azotea del edificio.

Finalmente, se presentan los planos arquitectónicos del proyecto en cuestión.



1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Realizar el diseño estructural de una edificación multifamiliar de 6 pisos de concreto armado ubicado en el distrito de San Miguel, Lima.

1.3.2. Objetivos específicos

- Diseñar y realizar el predimensionamiento de la estructura del edificio.
- Efectuar la evaluación del comportamiento estructural ante cargas de gravedad y acciones sísmicas según lo establecido en las normas: E.020 “Cargas” y E.030 “Diseño Sismorresistente”.
- Diseñar los elementos estructurales del edificio: losas, elementos horizontales como vigas chatas y vigas, elementos verticales como columnas y placas, la cimentación y los elementos secundarios como la cisterna y escalera de acuerdo a los criterios establecidos en la Norma E.060 “Diseño de Concreto Armado”.
- Realizar los planos de estructuras de todo el proyecto.
- Elaborar el metrado de los materiales que se usarán en el edificio.

1.4. Normas

Para realizar el diseño de la presente edificación, será necesario seguir los parámetros establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Las normas necesarias que se usarán y harán mención en el presente análisis y diseño son:

- E.020 Cargas
- E.030 Diseño Sismorresistente
- E.060 Concreto Armado

1.5. Aspectos generales del diseño de concreto armado

El artículo 9 de la norma E.060 establece que las capacidades resistentes del concreto deben calcularse aplicando un factor de reducción (ϕ) sobre la resistencia nominal, con el

objetivo de considerar la variabilidad e incertidumbre de resistencia de los materiales que componen el concreto armado. En tal sentido, la norma plantea la siguiente igualdad:

$$\text{Resistencia de diseño } (\phi R_n) \geq \text{Resistencia requerida } (R_u)$$

El valor de ϕ varía según el tipo de sollicitación que se requiera, conforme lo detallado en la tabla 1:

Tabla 1 Factores de reducción según el tipo de carga aplicada

Sollicitación		ϕ
Flexión sin carga axial		0.9
Carga axial en tracción con/sin flexión		0.9
Carga axial en compresión con/sin flexión	Refuerzo en espiral	0.75
	Refuerzo con estribos	0.7
Cortante y torsión		0.85

Nota. Tomado de "Norma E.060 Concreto Armado", por SENCICO, 2009

1.5.1. Determinación de la resistencia de diseño

Para el cálculo de la resistencia requerida, la norma E060 establece combinaciones de carga última, también denominada resistencia de diseño (R_u).

Dichas combinaciones consideran la carga muerta (CM), la carga viva (CV) y la carga sísmica (CS) como acciones principales que intervienen en el comportamiento estructural.

A continuación, se presentan las ecuaciones que definen las combinaciones de carga:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

1.6. Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el proyecto

Los materiales que se usarán en la estructura del presente proyecto son: concreto y acero corrugado.

1. Concreto: su resistencia es la convencional para el país.

- Resistencia a la compresión (f'_c) = 210 kg/cm²

- Módulo de Poisson (ν) = 0.15
 - Módulo de Elasticidad (E_c) = $15\,000 \sqrt{f'_c} = 217\,370.65 \text{ kg/cm}^2$
2. Acero corrugado: barras corrugadas que siguen los parámetros de la norma ASTM 615, y la norma NTP 341.031 Grado 60.
- Esfuerzo de fluencia (f_y) = 4200 kg/cm^2
 - Módulo de Elasticidad (E_s) = $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

1.7. Cargas utilizadas

1.7.1. Definición de cargas

Se definen los tres tipos de cargas a usar en el diseño: carga muerta, carga viva y carga de sismo.

1. Carga Muerta (CM): Carga de gravedad generada por el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales; los cuales se consideran permanentes durante la vida útil de la edificación. Entre estos se incluye los elementos estructurales, tabiques, revestimientos de piso, acabados y demás componentes que constituyen parte fija del edificio.
2. Carga Viva (CV): Carga de gravedad que refieren a las cargas móviles o variables, las cuales dependen del uso del edificio. Estas consideran: peso de personas, mobiliario, equipos, etc.
3. Carga de Sismo (CS): Carga consideradas para un análisis sísmico. Se define, teóricamente, el valor de la fuerza que recibiría un edificio bajo un sismo.

1.7.2. Cargas consideradas

Según lo definido anteriormente, Para el cálculo de cargas muertas actuantes se considerará lo siguiente:

- Peso unitario del concreto armado = $2\,400 \text{ kgf/m}^3 = 2.4 \text{ tonf/m}^3$
- Peso por metro cuadrado del piso terminado = $20 \text{ kgf/m}^2/\text{cm} = 0.02 \text{ tonf/m}^2/\text{cm}$

- Peso unitario de la tabiquería = $1\ 800\ \text{kgf/m}^3 = 1.8\ \text{tonf/m}^3$

Para las cargas vivas, serán las siguientes:

- Sobrecarga (viviendas) = $200\ \text{kgf/m}^2 = 0.2\ \text{tonf/m}^2$
- Azotea = $100\ \text{kgf/m}^2 = 0.1\ \text{tonf/m}^2$

1.8. Características de los elementos no estructurales del proyecto

En el presente proyecto solo se contemplarán muros de albañilería para tabiquería, los cuales se usarán para dividir ambientes y muros perimetrales. Para ello, se considerarán muros de albañilería de ladrillo King Kong de 10x14x24 cm, y 1 cm de tarrajeo. Por lo tanto, el espesor de los muros será de 15 cm.



Capítulo 2. Estructuración y Predimensionamiento

2.1. Estructuración

Para la estructuración será necesario emplear un criterio adecuado para dotar a la edificación de elementos estructurales en la ubicación correcta. Además, se tendrá en cuenta que el proyecto en cuestión está ubicado en la ciudad de Lima, dentro de una zona altamente sísmica. Esto permitirá que tanto las cargas de gravedad, como las cargas sísmicas, se distribuyan de tal forma que la edificación se comporte adecuadamente. En el caso de que los requerimientos del análisis sísmico no se cumplan, se modificará la estructuración inicial para poder satisfacerlos.

2.1.1. Criterios de Estructuración

Blanco (1994) señala una serie de criterios para realizar una adecuada estructuración y permitir el desempeño óptimo de la estructura. Estos criterios son:

- Simplicidad y Simetría
- Resistencia y ductilidad
- Rigidez lateral
- Uniformidad y continuidad
- Diafragma rígido

2.1.2. Elaboración de estructura

Además de los criterios señalados anteriormente, se tomó en cuenta la distribución de los elementos estructurales de tal forma que el diseño arquitectónico originalmente propuesto se mantenga. Por tanto, para el presente proyecto se comenzó el proceso de estructuración colocando placas y columnas en los elementos en los cuales existía continuidad vertical según lo propuesto por el diseño arquitectónico. Debido a que la edificación está ubicada en una esquina, la parte colindante con las edificaciones vecinas tendrán tramos con placas de concreto, mientras que en las zonas interiores habrá una gran densidad de columnas. Asimismo,

se buscó la simetría de la edificación en la dirección X, la cual se pudo lograr debido a las disposiciones arquitectónicas. De esa forma, se colocaron placas orientadas paralelamente al eje Y en las esquinas de la estructura. Asimismo, paralelamente al eje X, habrá cuatro placas que contribuyen a la rigidez junto con el sistema formado por pórticos (columnas y vigas). En la dirección Y, habrá seis placas distribuidas de forma simétrica y pórticos con columnas de 0.25x0.50m. Finalmente, las vigas se colocaron sin afectar la distribución de los ambientes, es decir, sin cortar los espacios de habitaciones, salas o cocinas. Para ello, lo más adecuado fue ubicarlas siguiendo la tendencia de tabiques continuos a lo largo y ancho de la edificación.

2.2. Predimensionamiento

El predimensionamiento es una etapa en la cual se dota a los elementos estructurales de medidas preliminares, las cuales serán usadas para el análisis sísmico. En caso de no cumplir con las solicitaciones sísmicas, se redimensionarán mediante un proceso iterativo hasta lograr cumplir los valores requeridos.

Blanco (1994) brinda una serie de expresiones para poder realizar el predimensionamiento de los diferentes elementos estructurales. La experiencia y su uso ha mostrado que los valores resultantes son adecuados para el diseño final de la estructura.

Para los cálculos del predimensionamiento, se tomará en cuenta que la edificación es de tipo “C” y una carga de 1 tonf/m².

2.2.1. Losas aligeradas

Se usarán losas aligeradas continuas en una sola dirección cuyo espesor (h) se puede predimensionar teniendo en cuenta la luz libre (Ln):

$$h = \frac{Ln}{25}$$

En el proyecto se registraron longitudes libres (luces) máximas de 3.50 m; en consecuencia, el espesor adoptado para la losa aligerada será el siguiente:

$$h = \frac{3.50}{25} = 0.14 = 0.17m$$

Sin embargo, para garantizar un adecuado acomodo de tuberías de desagüe, se recomienda usar losas de espesores mayores a 20cm. En consecuencia, las losas aligeradas serán de 20cm en todos los niveles.

2.2.2. Vigas peraltadas

Según las recomendaciones del ingeniero Blanco (1994), el peralte de las vigas principales debe guardar relación $L_n/12$ y una base entre 0.4 y 0.5 veces el peralte calculado.

Asimismo, las vigas secundarias podrán tener peralte de $L_n/14$.

Dado que la distancia libre máxima entre vigas es de 5.73 m, el peralte “h” y la base “b” de las vigas principales tendrán las siguientes medidas:

$$h = \frac{5.73}{12} = 0.4775 = 0.50m$$

$$b = 0.5 * 0.50 = 0.25 m$$

De la misma forma, las vigas secundarias presentan una luz libre máxima de 3.50 m, por tanto:

$$h = \frac{3.50}{14} = 0.25 m$$

Sin embargo, para uniformizar con el tamaño de las vigas primarias, se optó por un peralte $h = 0.50 m$.

$$b = 0.5 * 0.50 = 0.25 m$$

2.2.3. Columnas

Las columnas se diseñan de acuerdo a las cargas verticales (gravedad) que actúan sobre ellas. En consecuencia, el área mínima de columnas es determinada según lo establecido por Blanco (1994), que considera tres casos de análisis: columnas centradas, excéntricas y ubicadas en esquina.

1. Columna centrada:

$$\text{Área} = \frac{P_{servicio}}{0.45f'_c}$$

Donde:

$$P_{servicio} = (A_{tributaria}) \cdot (Carga\ servicio) \cdot (N^{\circ}pisos)$$

Asimismo, la carga en servicio se aproximará a 1 tonf/m².

Como ejemplo, se muestra lo calculado para una columna central:

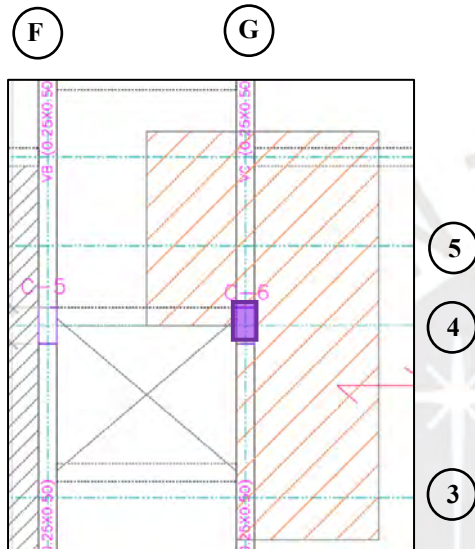


Figura 3 Área tributaria de la columna central

Nota. Elaboración original

Obteniendo un área tributaria de 14.34 m². Posteriormente, se reemplazan los valores:

$$P_{servicio} = (14.34) \cdot (1) \cdot (6)$$

$$P_{servicio} = 86\ 040\ kg$$

$$\text{Área} = \frac{86\ 040}{0.45 \times 210} = 910.5\ cm^2$$

En el caso de la columna, sus dimensiones serán 0.25x0.50 m, con un área de 1250 cm² (cumple con el área calculada).

2. Columna excéntrica:

$$\text{Área} = \frac{P_{servicio}}{0.35f'_c}$$

Se asume que la carga en servicio es igual a 1 tonf/m².

Como ejemplo, se muestra lo calculado para una columna excéntrica:

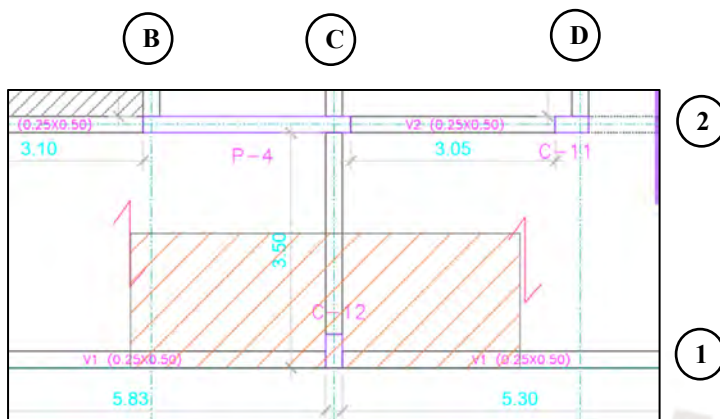


Figura 4 Área tributaria de la columna excéntrica

Nota. Elaboración original

Obteniendo un área tributaria de 11.62 m². Posteriormente, se reemplazan los valores:

$$P_{servicio} = (11.62) \cdot (1) \cdot (6)$$

$$P_{servicio} = 69\,720 \text{ kg}$$

$$\text{Área} = \frac{69\,720}{0.35 \times 210} = 948.57 \text{ cm}^2$$

En el caso de la columna, sus dimensiones son 0.25x0.50 m, con un área de 1250 cm² (cumple con el área calculada).

3. Columna esquinada: En el presente proyecto no hay columnas esquinadas.

2.2.4. Placas

Las placas se encargan de la absorción de fuerzas sísmicas, por lo tanto, para su diseño es necesario que den la rigidez lateral necesaria. Se tuvo en consideración la arquitectura del proyecto, por ello se escogieron muros de 25 y 15 cm de espesor, y se verificará que haya la cantidad adecuada de estos. Se calcula la fuerza de corte última del edificio:

$$V_U = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot W_{unit} \cdot A_{planta} \cdot (N^\circ \text{ pisos})$$

Tabla 2 *Parámetros del cálculo de la fuerza de corte última*

Parámetro	Valor
Z (factor de zona)	0.45
U (factor de uso)	1.00
C (coeficiente de amplificación sísmica asumida)	2.50
S (factor de suelo)	1.00
R (coeficiente de reducción)	6.00
Wunit (carga unitaria asumida)	1 tonf/m ²
Área en planta del edificio	372.77 m ²

Nota. Elaboración original

Reemplazando los valores para hallar la cortante:

$$V_U = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1}{6} \cdot (1) \cdot (372.77) \cdot (6) = 419.37 \text{ ton}$$

La fuerza cortante brindada por la densidad de placas instaladas ($\emptyset V_n$), deberá ser mayor que la fuerza cortante última obtenida (V_U). Para este criterio solo se considera el aporte de $\emptyset V_c$.

$$V_U \leq \emptyset V_n$$

$$\emptyset V_n = \emptyset V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times (\text{Área placas})$$

$$\emptyset V_n = \emptyset V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times (\text{Área placas})$$

$$\text{Área de placas} = 6.424 \text{ m}^2$$

Esta área de placas obtenidas será la requerida en cada dirección (X-X y Y-Y). En tal sentido, se calculó el área de las placas establecidas en ambas direcciones del proyecto:

Tabla 3 *Área de placas: dirección X*

Placas en X	Ancho (m)	Largo (m)	Área (m ²)
Placa P-2	0.25	4.00	1.000
Placa P-4	0.25	2.98	0.745
Placa P-4	0.25	2.98	0.745
Placa P-6	0.15	1.50	0.225
		Total	2.715

Nota. Elaboración original

Tabla 4 *Área de placas: dirección Y*

Placas en Y	Ancho (m)	Largo (m)	Área (m ²)
Placa P-1	0.25	1.90	0.475
Placa P-1	0.25	1.90	0.475
Placa P-3	0.25	2.45	0.613
Placa P-3	0.25	2.45	0.613
Placa P-5	0.25	3.75	0.938
Placa P-5	0.25	3.75	0.938
Placa P-6	0.15	1.825	0.274
Placa P-7	0.15	1.825	0.274
		Total	4.600

Nota. Elaboración original

Al sumar ambas áreas de placas se obtiene un área de 7.315 m², el cuál es mayor al área mínima obtenida de 6.424 m². Esto da por verificado el predimensionamiento de las placas en el proyecto. Sin embargo, es necesario verificar los desplazamientos y torsión mínima al realizar el análisis sísmico.

Finalmente, se propone la siguiente estructuración:

Capítulo 3. Análisis Sísmico

Según el Instituto Geofísico del Perú (2022), el mapa sísmico del Perú sugiere que la peligrosidad sísmica es alta, con una mayor actividad en el centro y en el sur. Por consiguiente, El procedimiento empleado se expone, en este capítulo, para efectuar el análisis sísmico y valorar el comportamiento estructural de la edificación ante la acción de un evento sísmico.

3.1. Aspectos generales

De acuerdo con el artículo 3 de la norma E.030 (2018), señala que el enfoque del diseño sismorresistente se fundamente en 3 principios esenciales:

1. Evitar pérdidas de vidas humanas
2. Asegurar la continuidad de los servicios básicos
3. Minimizar los daños a la propiedad

En base a esto, el diseño sismorresistente del presente proyecto seguirá una serie de pautas propuestas por la norma E030 con la finalidad de cumplir los requerimientos de rigidez, resistencia y ductilidad.

Para poder obtener las diferentes fuerzas de diseño y cumplir los requerimientos mencionados, será necesario realizar un análisis con un modelo tridimensional del proyecto con los respectivos parámetros sísmicos y cargas actuantes.

3.1.1. Parámetros sísmicos considerados en el diseño

De acuerdo con en el capítulo 2 de la norma E.030, se deben considerar los siguientes parámetros fundamentales que sirven como base para llevar a cabo la evaluación estructural ante acciones sísmicas. Estos parámetros dependerán de las características geotécnicas del territorio y de las características propias de la edificación.

Zonificación (Z)

El presente proyecto se ubica en el distrito de San Miguel, Lima. Según el mapa de zonificación sísmica del Perú, esta zona corresponde a la zona 4 asignándole un factor $Z=0.45$.

Parámetros de sitio (S, Tp, Tl)

El proyecto se desarrolla sobre un terreno clasificado como tipo S1. Dado que se ubica dentro de la Zona Sísmica 4 establecida por la normativa nacional, se adopta un factor de suelo igual a $S = 1.00$, con periodos característicos $T_p = 0.4$ s y $T_l = 2.5$ s, conforme a lo dispuesto en la Norma E.030.

Factor de amplificación sísmica (C)

El artículo 13 de la norma E030 muestra un factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración del suelo. Este valor depende de las siguientes expresiones:

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

$$T_p < T < T_l \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T_l < T \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_l}{T^2}\right)$$

Como se observa, la determinación de dicho parámetro depende del periodo T de la estructura, sin embargo, este valor aún se conocerá en el análisis modal.

Factor de uso (U)

Según Muñoz (2020) el factor U es un mecanismo para dotar de mayor resistencia y rigidez a las estructuras más importantes, puesto que genera una amplificación en las solicitaciones sísmicas. El proyecto en cuestión representa una edificación común, por consiguiente, le corresponderá un factor de uso $U=1.00$

Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R)

El factor de reducción sísmica en cada dirección corresponde al producto entre el factor de reducción básica (R_0) y los factores de irregularidad en planta (I_p) y en altura (I_a).

De acuerdo con las características en planta y en altura, la edificación no presenta indicios de irregularidades, por lo cual, se asumirán que los factores de I_p e I_a equivalen a 1, pero que, serán verificados posteriormente. De esa forma se obtiene un factor R :

$$R = R_0 * I_p * I_a = 6 * 1 * 1 = 6$$

3.1.2. Medrado de cargas

Las cargas que actuarán sobre la estructura serán calculadas de acuerdo con el apartado

1.7.2.

Sobre losas aligeradas

Carga Muerta

$$\text{peso propio} + \text{piso terminado} = 0.3 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} + 0.1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} = 0.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Carga Viva

$$\text{Sobrecarga} = 0.2 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Sobre la losa maciza entre los ejes 4-6 y A y B

Carga Muerta

$$\text{peso propio} + \text{piso terminado} = 0.20\text{m} * 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} + 0.1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} = 0.58 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\text{tabiquería} = \frac{\left(1.8 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} * 0.15\text{m}\right) * (3.23\text{m} * 2.6\text{m} + 0.65\text{m} * 1.75\text{m})}{7.73\text{m}^2} = 0.333 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Carga Viva

$$\text{Sobrecarga} = 0.2 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Sobre la losa maciza entre los ejes 4-7 y B y C

Carga Muerta

$$\text{peso propio} + \text{piso terminado} = 0.20\text{m} * 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} + 0.1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} = 0.58 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\text{tabiquería} = \frac{\left(1.8 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} * 0.15\text{m}\right) * (3.04\text{m} * 2.6\text{m} + 1.20\text{m} * 1.75\text{m})}{9.37\text{m}^2} = 0.288 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Carga Viva

$$\text{Sobrecarga} = 0.2 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Sobre la losa maciza entre los ejes 2-3 y A-B*Carga Muerta*

$$\text{peso propio} + \text{piso terminado} = 0.20m * 2.4 \frac{\text{tonf}}{m^3} + 0.1 \frac{\text{tonf}}{m^2} = 0.58 \frac{\text{tonf}}{m^2}$$

$$\text{tabiquería} = \frac{\left(1.8 \frac{\text{ton}}{m^3} * 0.15m\right) * (5.25m * 2.6m + 1.20m * 1.75m)}{10.70 m^2} = 0.397 \frac{\text{ton}}{m^2}$$

Carga Viva

$$\text{Sobrecarga} = 0.2 \frac{\text{tonf}}{m^2}$$

Tabiquería sobre viga peraltada*Carga Muerta*

$$\text{tabique} = 1.80 \frac{\text{tonf}}{m^3} + 0.15m * (2.80 - 0.50)m = 0.621 \frac{\text{tonf}}{m}$$

Tabiquería sobre viga chata y losas*Carga Muerta*

$$\text{tabique} = 1.80 \frac{\text{tonf}}{m^3} * 0.15m * (2.80 - 0.20)m = 0.702 \frac{\text{tonf}}{m}$$

Voladizo sobre viga del eje 1 y A-C*Carga Muerta*

$$\text{peso propio} + \text{piso terminado} = 0.35m * \left(0.30 \frac{\text{tonf}}{m^2} + 0.10 \frac{\text{tonf}}{m^2}\right) = 0.140 \frac{\text{tonf}}{m}$$

$$\text{tabiquería} = \frac{3.35m * 1.8 \frac{\text{tonf}}{m^3} * 0.15m * (2.80 - 0.50)m}{6.15m} = 0.338 \frac{\text{tonf}}{m}$$

Carga Viva

$$\text{Sobrecarga} = 0.35m * \left(0.20 \frac{\text{ton}}{m^2}\right) = 0.07 \frac{\text{tonf}}{m}$$

Voladizo sobre viga del eje 1 y C-F*Carga Muerta*

$$\text{peso propio} + \text{piso terminado} = 0.95m * \left(0.30 \frac{\text{tonf}}{m^2} + 0.10 \frac{\text{tonf}}{m^2}\right) = 0.380 \frac{\text{tonf}}{m}$$

$$\text{tabiquería} = \frac{(2.50 * 5.525 - 3.85 * 1.70)m^2 * 0.15m * 1.80 \frac{\text{tonf}}{m^3}}{5.525m} = 0.355 \frac{\text{tonf}}{m}$$

Carga Viva

$$\text{Sobrecarga} = 0.95m * (0.20 \frac{\text{tonf}}{m^2}) = 0.19 \frac{\text{tonf}}{m}$$

3.1.3. Modelo Tridimensional

El edificio será modelado tridimensionalmente empleado el programa ETABS versión 20.1.0 teniendo en cuenta los procedimientos y simplificaciones adecuadas para poder tener las respuestas a las solicitaciones de gravedad y sismo.

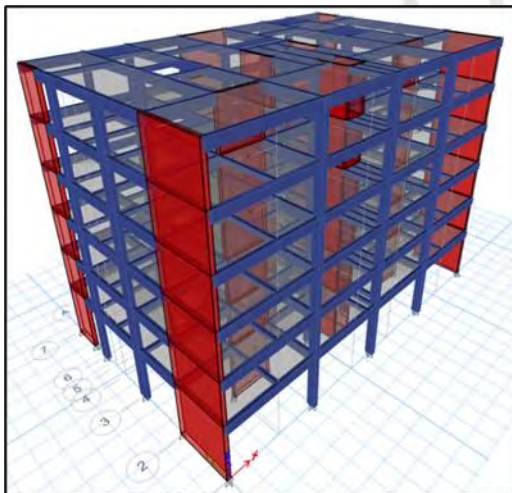


Figura 6 Modelo tridimensional en ETABS

Nota. Elaboración original

Consideraciones de modelado:

- Las losas serán representadas en el modelo estructural mediante elementos del tipo “membrane”, que permiten simular su comportamiento como superficies planas sometidas principalmente a esfuerzos en su plano.
- Las vigas y columnas se modelarán como elementos tipo “frame”, los cuales reproducen adecuadamente la acción estructural lineal de estos componentes.
- Los muros estructurales se representarán como elementos tipo “shell-thin”, considerando su comportamiento de placa delgada ante cargas laterales y verticales.

- En el caso de las losas aligeradas, las cargas paralelas a las viguetas se modelarán mediante vigas chatas biarticuladas, mientras que las perpendiculares se considerarán como nulas (NONE), al no transmitir esfuerzos significativos en esa dirección.
- Se aplicarán “releases” en aquellas vigas que no cuenten con condiciones adecuadas de anclaje en columnas o muros, con el fin de representar correctamente su comportamiento real.
- Finalmente, se asignarán condiciones de empotramiento en las bases de los elementos verticales, simulando una cimentación rígida respecto al movimiento y la rotación.

3.2. Análisis Modal

3.2.1. Masa sísmica

En el proceso de análisis se determina la masa sísmica del modelo estructural, la cual se evalúa conforme a los lineamientos de la Norma E.030. En el caso de edificaciones clasificadas dentro de la categoría C, se considera el valor total de carga muerta y una fracción reducida (25 %) de carga viva. Estos parámetros fueron introducidos en el modelo tridimensional y dieron como resultado una masa total de 2136.49 ton y un peso por piso promedio de 1.11 tonf/m².

Tabla 5 *Peso total y peso por piso de la estructura*

Piso	Masa (tonf*s ² /m)	Peso (tonf)	Área	Peso por piso (tonf/m ²)
6	21.70	212.81	348.73	0.61
5	39.00	382.46	348.73	1.10
4	39.00	382.46	348.73	1.10
3	39.00	382.46	348.73	1.10
2	39.00	382.46	348.73	1.10
1	40.16	393.84	348.73	1.13
Total		2136.49		

Nota. Elaboración original

3.2.2. Periodos y modos de vibración

El análisis modal permitirá conocer los modos de vibración y los periodos fundamentales de la estructura. Para ello se le asignó un diafragma rígido a cada piso con tres grados de libertad por cada uno, esto equivale a 18 grados de libertad para toda la estructura.

Tabla 6 *Periodo, modos de vibración y porcentaje de participación de masa*

Modo	Periodo (s)	Participación en Ux (%)	Participación en Uy (%)	Participación en Z (%)
1	0.669	0.731	0.000	0.00
2	0.489	0.000	0.740	0.00
3	0.424	0.007	0.000	0.00
4	0.152	0.176	0.000	0.00
5	0.113	0.000	0.176	0.00
6	0.096	0.002	0.000	0.00
7	0.064	0.055	0.000	0.00
8	0.048	0.000	0.054	0.00
9	0.041	0.001	0.000	0.00
10	0.037	0.020	0.000	0.00
11	0.028	0.000	0.021	0.00
12	0.026	0.008	0.000	0.00
13	0.024	0.000	0.000	0.00
14	0.021	0.002	0.000	0.00
15	0.019	0.000	0.008	0.00
16	0.017	0.000	0.000	0.00
17	0.016	0.000	0.002	0.00
18	0.014	0.000	0.000	0.00

Nota. Elaboración original

Notar que, para la dirección X, la mayor participación de masa está relacionado al modo 1 de vibración con un porcentaje de participación de 73.10%; en cambio, para el eje Y, la proporción de masa participante se asocia al segundo modo de vibración con un valor de 74.00%.

Por otro lado, del análisis traslacional obtenemos los siguientes periodos:

Tabla 7 *Periodos de vibración de la estructura mediante análisis traslacional*

Dirección	Periodo T (s)
X	0.645
Y	0.488

Nota. Elaboración original

Los valores obtenidos tienen concordancia a lo esperado, puesto que, en la dirección Y se cuenta con una gran densidad de muros de corte y columnas orientadas en esa dirección, lo cual da mayor rigidez a la estructura en comparación con la dirección X.

Con los periodos encontrados, podemos obtener el valor del parámetro C de la siguiente forma:

$$\text{Como: } T_{xx} = 0.645s > T_p = 0.4s \rightarrow C = 2.5 * 0.40/0.645 = 1.55$$

$$\text{Como: } T_{yy} = 0.488s > T_p = 0.4s \rightarrow C = 2.5 * 0.40/0.488 = 2.05$$

Estos valores, nos permitirán realizar el posterior análisis sísmico estático de la estructura y poder compararlo con el mínimo exigido por norma.

3.3. Análisis dinámico

3.3.1. Evaluación espectral

Con base en los criterios sísmicos indicados en la tabla 8, se construyó la curva (espectro) para el diseño estructural. Utilizando el programa ETABS, se creará el espectro para ambas direcciones de análisis teniendo en cuenta la opción “Perú NTE E.030 2014”.

Tabla 8 *Parámetros sísmicos para definir el espectro*

Z=	0.45
U=	1.00
S=	1.00
R=	6.00

Nota. Elaboración original



Figura 7 Parámetros: función del espectro de respuesta en ETABS

Nota. Elaboración original, realizado en el software ETABS

3.3.2. Cortante basal dinámica

A partir de las curvas espectrales de diseño, se estima la fuerza cortante en la base del modelo estructural. De esta manera, la componente en el eje X resultó de 191.38 toneladas, y el en eje Y, de 254.79 toneladas.

Los resultados obtenidos guardan coherencia con la disposición estructural propuesta, dado que en la dirección Y se concentra una mayor cantidad de elementos de corte en concreto armado, lo que contribuye a una mayor capacidad para resistir las acciones de corte y flexión en comparación con la dirección X.

3.3.3. Verificación del sistema estructural

Como se mencionó en apartados anteriores, se asumió que el sistema estructural es de muros de concreto armado, por lo cual el factor de reducción básica R_o fue 6, sin embargo, debemos comprobar que dicha proposición sea verdadera.

Teniendo las fuerzas cortantes en la base para ambas direcciones, se determinará cuánto es el porcentaje de fuerza cortante que absorbe cada elemento estructural, en este caso, muros y columnas.

Tabla 9 *Fuerza cortante basal en muros y columnas*

	Vx (dinámico)	%	Vy (dinámico)	%
Total	191.38	100%	254.79	100%
Muros	185.08	97%	240.63	94%

Nota. Elaboración original

Se observa que, mayormente los muros de la estructura son los elementos que resisten la fuerza cortante (97% dirección X, y 94% dirección Y), mientras que las columnas en menor cantidad (3% dirección X, y 6% dirección Y).

De acuerdo con la NTE E030, para que una edificación posea un sistema de muros estructurales, por lo menos el 70% de la fuerza cortante basal debe actuar sobre dichos elementos. Entonces, como en la dirección X e Y se cuenta con muros sobre los cuales actúa

más del 70% de la fuerza cortante en la base, se verifica que la edificación es de muros estructurales.

3.3.4. Desplazamientos y derivas de entrepiso

En primera instancia, la estructura fue clasificada como regular, por lo que las derivas inelásticas se determinarán mediante la multiplicación de las derivas elásticas por el factor 0.75R. Las posibles irregularidades estructurales serán verificadas posteriormente, para validar la suposición de regularidad asumida en el modelo.

Tabla 10 *Desplazamientos y derivas inelásticas: dirección X*

Piso	Max. desplaz. elástico (mm)	Max. desplaz. inelástico (mm)	Altura entre piso (m)	Max Deriva elástica (‰)	Max Deriva inelástica (‰)
6	20.44	91.99	2.80	1.32	5.93
5	16.75	75.38	2.80	1.39	6.26
4	12.86	57.85	2.80	1.42	6.39
3	8.88	39.95	2.80	1.35	6.06
2	5.11	22.98	2.80	1.12	5.03
1	1.98	8.89	3.80	0.52	2.34

Nota. Elaboración original

Tabla 11 *Desplazamientos y derivas inelásticas: dirección Y*

Piso	Max. desplaz. elástico (mm)	Max. desplaz. inelástico (mm)	Altura entre piso (m)	Max Deriva elástica (‰)	Max Deriva inelástica (‰)
6	15.45	69.54	2.80	0.99	4.46
5	12.68	57.06	2.80	1.05	4.71
4	9.75	43.86	2.80	1.07	4.83
3	6.74	30.34	2.80	1.02	4.59
2	3.89	17.49	2.80	0.85	3.82
1	1.51	6.79	3.80	0.40	1.79

Nota. Elaboración original

Se observa que, en la dirección X-X, la deriva máxima alcanza un valor de 6.39 ‰, mientras que en la dirección Y-Y corresponde a 4.83 ‰. Según el Artículo 32 de la Norma E.030, la deriva máxima permitida para estructuras compuestas por muros y columnas (concreto armado) es de 7 ‰. Se puede proseguir con el análisis estructural de la edificación, dado que, se verifica el cumplimiento del criterio de rigidez lateral.

3.3.5. Verificación de Irregularidades

Verificación de la irregularidad torsional

En la configuración estructural analizada, no se evidencian a primera vista irregularidades significativas, no obstante, resulta necesario efectuar la verificación correspondiente. De acuerdo con lo establecido en el acápite 3.6 “Factores de Irregularidad” de la norma técnica E030, una edificación presenta irregularidad torsional cuando el desplazamiento relativo máximo de entrepiso, medido en uno de los extremos del edificio y en la dirección de análisis, supera en más de 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso. Este procedimiento de evaluación se aplica únicamente cuando la deriva máxima excede el 50% del valor límite permitido.

Tabla 12 *Ratios de torsión: dirección X e Y*

DIRECCIÓN XX

Piso	Max Despl. (mm)	Despl. Promedio (mm)	Ratio
6	20.44	18.94	1.079
5	16.75	15.52	1.079
4	12.85	11.91	1.079
3	8.88	8.22	1.079
2	5.11	4.73	1.079
1	1.98	1.83	1.078

DIRECCIÓN YY

Piso	Max Despl. (mm)	Despl. Promedio (mm)	Ratio
6	15.45	14.50	1.066
5	12.68	11.90	1.066
4	9.75	9.15	1.065
3	6.74	6.33	1.065
2	3.89	3.65	1.064
1	1.51	1.42	1.064

Nota. Elaboración original

Se muestra que los ratios encontrados no sobrepasan el permitido por norma. En consecuencia, se concluye que la estructura no evidencia irregularidad torsional.

Asimismo, se obtuvieron las posiciones del centro de masa (CM) y centro de rigidez (CR) con las respectivas excentricidades presentadas por nivel.

Tabla 13 *Ubicación del centro de masa (CM) y centro de rigidez (CR)*

Piso	XCM	YCM	XCR	YCR	Excentr. X	Excentr. Y
6	11.65	7.37	11.68	8.42	0.02	1.05
5	11.65	7.37	11.68	8.61	0.02	1.24
4	11.65	7.37	11.68	8.62	0.02	1.24
3	11.65	7.37	11.68	8.60	0.02	1.23
2	11.65	7.37	11.68	8.58	0.02	1.21
1	11.68	7.27	11.68	8.57	0.00	1.29

Nota. Elaboración original

Se observa que, en la dirección X prácticamente no existe excentricidad, lo cual es un resultado lógico debido a que la estructura es simétrica en dicha dirección (A excepción de las cargas, las cuales varían ligeramente porque los muros de la fachada son de menor altura que los del límite con el vecino). Por otro lado, en la dirección Y, la máxima excentricidad fue de 1.29 m perteneciente al entrepiso 1.

Verificación de la irregularidad de masa

La Norma E030 indica que, hay irregularidad de masa si el peso de un piso excede en más de 1.5 veces el peso de un piso adyacente, excluyendo azoteas o sótanos.

Tabla 14 *Peso por niveles y verificación de irregularidad de masa*

Piso	Peso (ton)	$M_i < 1.5M_{i-1}$	¿Cumple?
6	212.81		Cumple
5	382.46	573.7	Cumple
4	382.46	573.7	Cumple
3	382.46	573.7	Cumple
2	382.46	573.7	Cumple
1	393.84	590.8	Cumple

Nota. Elaboración original

Como se esperaba, no hay un cambio abrupto entre las masas de los pisos, por ende, se corroboró que no existe irregularidad de masa.

Verificación de la irregularidad de piso blando

De acuerdo con lo establecido en la Norma E.030, se considera la presencia de una irregularidad de piso blando cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la rigidez lateral de un entrepiso resulta inferior al 70 % de la correspondiente al entrepiso inmediato superior, o menor al 80 % del promedio de rigideces laterales de los tres niveles superiores contiguos.

Tabla 15 *Rigidez lateral de la estructura: dirección X e Y*

DIRECCIÓN XX

Piso	Rigidez(tonf/mm)	70%	80% del promedio
6	13.68	9.58	20.02
5	26.49	18.54	28.23
4	34.91	24.44	37.49
3	44.48	31.13	
2	61.22	42.85	
1	104.47		

DIRECCIÓN YY

Piso	Rigidez(tonf/mm)	70%	80% del promedio
6	22.15	15.50	34.85
5	45.99	32.19	50.19
4	62.54	43.77	66.61
3	79.70	55.79	
2	107.55	75.29	
1	179.80		

Nota. Elaboración original

Como se esperaba, en ambas direcciones analizadas, no hay un cambio abrupto de rigidez lateral puesto que, se mantenía una altura normal en todos los pisos. Por ende, se corroboró que no existe irregularidad de piso blando.

3.4. Análisis estático

3.4.1. Cortante basal estática

Con los parámetros sísmicos determinados en los apartados 3.1.1 y 3.2.2, se procederá a calcular el coeficiente de cortante basal (Base Shear Coefficient) correspondiente a las dos direcciones principales de evaluación estructural.

Dirección X:

$$ZUCS/R = 0.45 * 1 * 1.55 * 1.00/6 = 0.1163$$

Dirección Y:

$$ZUCS/R = 0.45 * 1 * 2.05 * 1.00/6 = 0.1537$$

Luego, según la norma E030, la fuerza cortante en la base de una estructura se calcula como:

$$V = ZUCS * P/R$$

Por lo tanto, para las direcciones de análisis y con el peso P obtenido en el apartado 3.2.1, se tiene:

Dirección X:

$$V_{xx} = 0.1163 * 2136.49 = 248.43 \text{ tonf}$$

Dirección Y:

$$V_{yy} = 0.1537 * 2136.49 = 328.35 \text{ tonf}$$

3.4.2. Distribución de fuerzas en altura

La norma E030, proporciona una serie de fórmulas para obtener la fuerza cortante repartida en cada nivel. En el nivel "i", las fuerzas sísmicas horizontales se obtienen aplicando la fórmula:

$$\alpha_i = \frac{P_i * h_i^k}{\sum_{j=1}^n P_j * h_j^k}$$

Donde:

n: número de piso de la edificación

k: exponente relacionado al periodo fundamental "T"

$$\text{Para } T < 0.5s \rightarrow k = 1.00$$

$$\text{Para } T > 0.5s \rightarrow k = 0.75 + 0.5T < 2.00$$

Para el caso de análisis, los valores correspondientes de “k” serán:

Dirección X:

$$k_x = 0.75 + 0.5 * 0.645 = 1.07$$

Dirección Y:

$$k_y = 1.00$$

Finalmente, las fuerzas sísmicas actuantes en cada nivel de la edificación serán:

Tabla 16 *Fuerzas sísmicas distribuidas en altura: dirección X*

k =	1.069				
Nivel	h (m)	Pi	Pi*h^k	α	Fi (tonf)
6	17.8	212.81	4667.22	0.179	44.57
5	15	382.46	6981.45	0.268	66.67
4	12.2	382.46	5593.82	0.215	53.42
3	9.4	382.46	4229.29	0.163	40.39
2	6.6	382.46	2894.33	0.111	27.64
1	3.8	393.84	1648.67	0.063	15.74
		2136.49	26014.8	1.00	248.43

Nota. Elaboración original

Tabla 17 *Fuerzas sísmicas distribuidas en altura: dirección Y*

k=	1.000				
Nivel	h (m)	Pi	Pi*h^k	α	Fi (tonf)
6	17.8	212.81	3787.94	0.174	57.04
5	15	382.46	5736.92	0.263	86.38
4	12.2	382.46	4666.03	0.214	70.26
3	9.4	382.46	3595.14	0.165	54.13
2	6.6	382.46	2524.24	0.116	38.01
1	3.8	393.84	1496.58	0.069	22.53
		2136.49	21806.8	1.00	328.35

Nota. Elaboración original

3.5. Fuerza cortante basal de diseño

Conforme a la Norma E.030, el valor mínimo de la cortante basal en una estructura no debe alcanzar, como mínimo, el 80% del valor derivado del análisis estático en estructuras regulares, o 90%, en estructuras irregulares.

En función de los resultados obtenidos, la estructura analizada se clasifica como regular; por lo tanto, la fuerza cortante basal de diseño deberá ser, como mínimo, el 80 % de la fuerza cortante determinada a partir del análisis estático equivalente:

$$\begin{array}{ll}
 V_{dinámico_x} = 191.37 \text{ tonf} & V_{estático_x} = 248.43 \text{ tonf} \\
 V_{min-x} = 198.74 \text{ tonf} & \text{Factor escala}_x = 1.04 \\
 V_{dinámico_y} = 254.79 \text{ tonf} & V_{estático_y} = 328.35 \text{ tonf} \\
 V_{min-y} = 262.68 \text{ tonf} & \text{Factor escala}_y = 1.03
 \end{array}$$

Como se aprecia, en ambas direcciones de análisis fue necesario ajustar los valores de la fuerza cortante basal obtenidos a partir del análisis dinámico modal. En consecuencia, las fuerzas cortantes basales de diseño se determinarán aplicando los factores de escala correspondientes, que son 1.0385 para la dirección X y 1.031 para la dirección Y, respectivamente.

$$V_{diseño_x} = 198.74 \text{ ton} \qquad V_{diseño_y} = 262.68 \text{ ton}$$

3.6. Junta Sísmica

La norma E030 establece que toda estructura debe mantener, desde el nivel de terreno natural, una separación mínima “s” respecto a construcciones colindantes, con el fin de evitar impactos durante un sismo.

Separación entre edificios (s)

$$S \geq \frac{2}{3} \text{ suma de desplazamientos de ambos edificios}$$

$$S = 0.006h \geq 3 \text{ cm}$$

Para el presente caso, se asumirá que la edificación vecina no presenta junta sísmica, por lo cual emplearemos el segundo criterio, teniendo en cuenta que la estructura es de 17.80 m:

$$S = 0.006 * 17.80 \text{ m} * 100 = 11 \text{ cm}$$

Separación al límite de propiedad

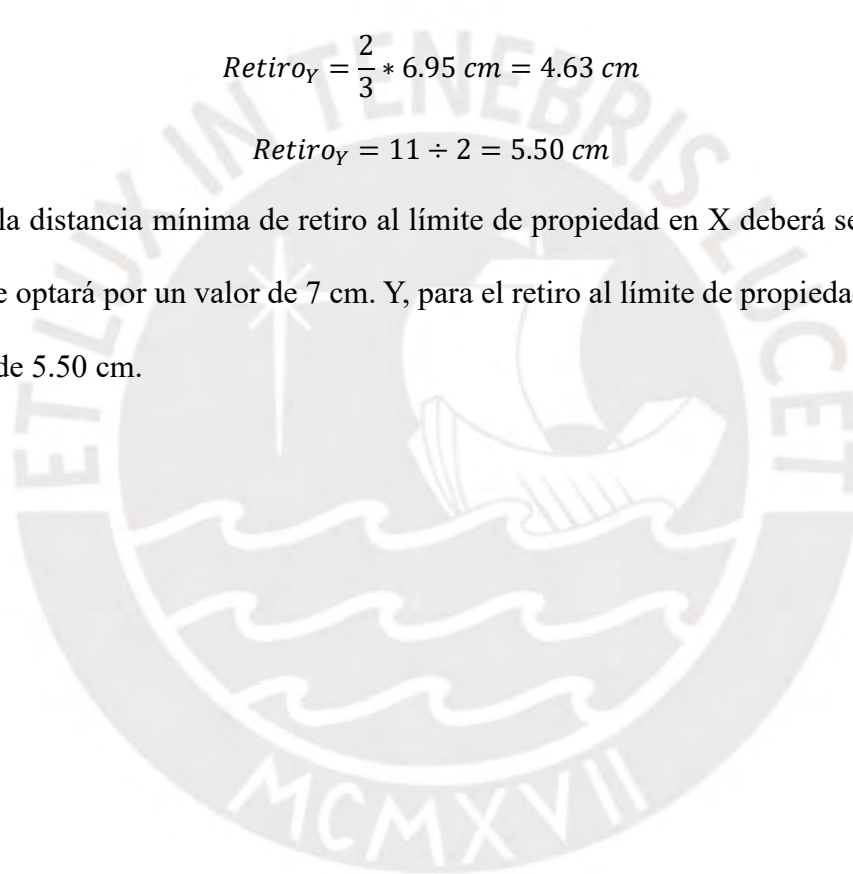
La separación al límite de propiedad deberá ser mayor a $2/3$ del máximo desplazamiento del edificio o mayor a $S/2$.

$$Retiro_X = \frac{2}{3} * 9.20 \text{ cm} = 6.13 \text{ cm}$$

$$Retiro_Y = \frac{2}{3} * 6.95 \text{ cm} = 4.63 \text{ cm}$$

$$Retiro_Y = 11 \div 2 = 5.50 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la distancia mínima de retiro al límite de propiedad en X deberá ser de 6.13 cm, por lo cual, se optará por un valor de 7 cm. Y, para el retiro al límite de propiedad en Y se opta por un valor de 5.50 cm.



Capítulo 4. Diseño de Losas Aligeradas y Macizas

4.1. Diseño de Losa Aligerada

En el presente proyecto se emplearán losas aligeradas de tipo convencional, conformadas por viguetas con sección transversal en forma de “T”, tal como se ilustra en la Figura 8. El diseño de las viguetas comprenderá la verificación por esfuerzos de flexión y corte. Para el modelo estructural, las viguetas se idealizan como una sección rectangular equivalente, comprobándose que la región (bloque) de compresión no sobrepase el espesor del ala (5 cm) ni del alma (15 cm) de la vigueta.

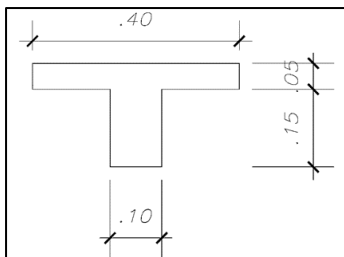


Figura 8 Modelo de la viga en losa aligerada

Nota. Elaboración original

4.1.1. Análisis estructural

Se plantea un modelo matemático idealizado que permita realizar un análisis más preciso del comportamiento estructural de las viguetas. Para tal fin, se definen las condiciones de apoyo correspondientes, pudiendo ser apoyos simples o empotrados, según las condiciones de borde particulares de cada elemento, las cuales se evaluarán a partir del plano de predimensionamiento.

Asimismo, se efectuará un metrado manual de las cargas que actúan sobre las viguetas, tomando en cuenta la influencia de los tabiques dispuestos de forma perpendicular a su eje longitudinal.

4.1.2. Diseño por flexión

Se adoptará un recubrimiento a ejes de 3 cm para las viguetas. Para la determinación de la cuantía de refuerzo superior (acero negativo), se considerará un

bloque de compresión con un ancho efectivo de 10 cm; no obstante, se verificará que dicho bloque no sobrepase los 15 cm correspondientes al espesor del alma. De manera análoga, para el refuerzo inferior (acero positivo) se tomará un ancho efectivo de 40 cm en el proceso de diseño.

Por otro lado, la cuantía máxima y mínima de acero serán obtenidas con las siguientes formulaciones:

- Secciones positivas:

$$As_{m\acute{a}x}^- = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * bw * d}{fy}$$

$$As_{m\acute{a}x}^+ = 0.75 * Asb_+$$

Donde:

bw : base de la sección

d : peralte efectivo

Asb : Acero balanceado

- Secciones negativas:

$As_{min}^- \rightarrow$ Será el acero necesario para el momento Mn obtenido de

$$\Phi Mn = 1.2 Mcr$$

$$Mcr = 2\sqrt{f'c} * \frac{I_g}{Ycg}$$

$$As_{m\acute{a}x}^- = 0.75 * Asb_-$$

Según Otazzi (2016), el refuerzo mínimo determinado por la normativa podría resultar mayor al estrictamente necesario; por tal motivo, se recomienda considerar un incremento del orden del 30 % respecto al área de acero calculada

Finalmente, para calcular el área de acero necesario para cumplir con los momentos últimos se empleará la siguiente fórmula:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

$$A_{s\text{requerido}} = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

Para el corte de los bastones se usarán los siguientes criterios:

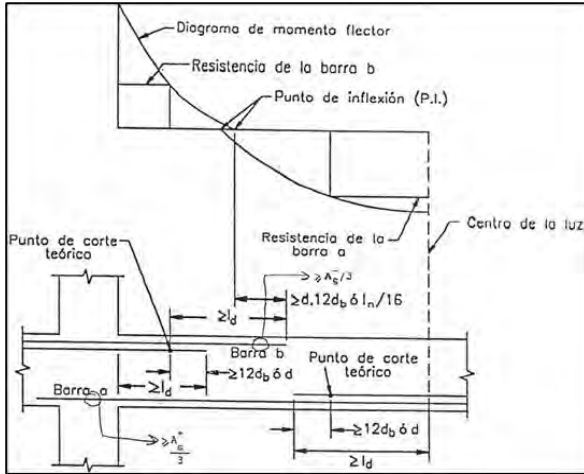


Figura 9 Esquema de corte de bastones y longitud de anclaje

Nota. Tomado de "Apuntes del curso de Concreto Armado"

Para ello se tendrán las siguientes consideraciones:

- Para calcular el punto de corte teórico, se recurrirá al diagrama de envolvente.
- Para la longitud de desarrollo (ld) se tendrá en cuenta las siguientes tablas:

Tabla 18 Longitudes de anclaje en tracción: Barras superiores e inferiores

Tabla 21-2 Longitudes de Anclaje en Tracción - Barras Inferiores - Norma E.060 2009							
f _y = 4,200 kg/cm ²							
1) L _d Mínimo >= 0.30 m (longitud mínima de anclaje)							
			f'c (kg/cm ²)				
			210	280	350	420	550
Barra	db (cm)	Ab (cm ²)	L _d (cm)	L _d (cm)	L _d (cm)	L _d (cm)	L _d (cm)
8 mm	0.80	0.50	28	24	22	20	17
3/8"	0.95	0.71	34	29	26	24	21
1/2"	1.27	1.29	45	39	35	32	28
5/8"	1.59	2.00	56	49	43	40	35
3/4"	1.91	2.84	67	58	52	48	42
7/8"	2.22	3.87	98	85	76	69	60
1"	2.54	5.10	112	97	86	79	69
1 3/8"	3.58	10.06	157	136	122	111	97

Tabla 21-3 Longitudes de Anclaje en Tracción - Barras Superiores - Norma E.060 2009							
f _y = 4,200 kg/cm ²							
1) L' _d (barra superior) >= 1.3 L _d (barra inferior)							
2) L _d Mínimo >= 0.30 m (longitud mínima de anclaje)							
			f'c (kg/cm ²)				
			210	280	350	420	550
Barra	Db (cm)	Ab (cm ²)	L' _d (cm)	L' _d (cm)	L' _d (cm)	L' _d (cm)	L _d (cm)
8 mm	0.80	0.50	37	32	28	26	23
3/8"	0.95	0.71	44	38	34	31	27
1/2"	1.27	1.29	58	51	45	41	36
5/8"	1.59	2.00	73	63	57	52	45
3/4"	1.91	2.84	88	76	68	62	54
7/8"	2.22	3.87	127	110	98	90	78
1"	2.54	5.10	145	126	112	103	90
1 3/8"	3.58	10.06	204	177	158	145	126

Nota. Tomado de "Apuntes del curso de Concreto Armado"

Finalmente, la longitud de corte se halla de la siguiente manera:

$$L_{total} = \text{Máx}(L_{teor} + \text{Máx}(12db; d); Ld)$$

4.1.3. Diseño por corte

Cuando se trata de losas aligeradas, no se utilizan estribos que aporten a la resistencia al corte, lo cual implica que la capacidad cortante de la sección recaerá únicamente en el concreto. De ser necesario, se aumentará el área del concreto y, así aumentará su resistencia al corte, esto se denomina ensanche. Sin embargo, para aumentar el área, es necesario calcular la capacidad cortante de la sección inicial (figura 8) mediante la siguiente ecuación:

$$\emptyset V_c = 1.10 \cdot 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

4.1.4. Control de fisuración

Según la norma E060, la condición de fisuración no será relevante si el parámetro Z es menor a 26 000 Kg/cm.

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

$$f_s = \frac{M_s}{A_s \cdot (0.9d)}$$

$$A_{ct} = \frac{2 \cdot y_s \cdot b}{N^\circ \text{ barras}}$$

Donde:

f_s : Esfuerzo en el acero (kg/cm²)

d_c : Espesor del recubrimiento del concreto (cm)

M_s : Momento flector en condiciones de servicio (kg-cm)

d : Peralte efectivo de la sección (cm)

A_s : Área de acero en la sección traccionada (cm²)

y_s : Centroides del acero de refuerzo (cm)

b : Ancho de la sección

4.1.5. Control de deflexión

Según lo dispuesto en el acápite 9.6.2 de la Norma E.060, no es necesario verificar las deflexiones en los elementos estructurales que no sostienen ni se encuentren conectados a componentes no estructurales vulnerables de daño por deformaciones excesivas, siempre que satisfagan los requisitos de la Tabla 19.

Tabla 19 *Condiciones de longitud para obviar la verificación de deflexión*

Elementos	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Nota. Tomado de "Norma E.060 Concreto Armado", por SENCICO, 2009.

4.1.6. Ejemplo de diseño de losa aligerada

Vigueta entre los ejes 6-7 y C-F

Se realizará el diseño de la siguiente vigueta:

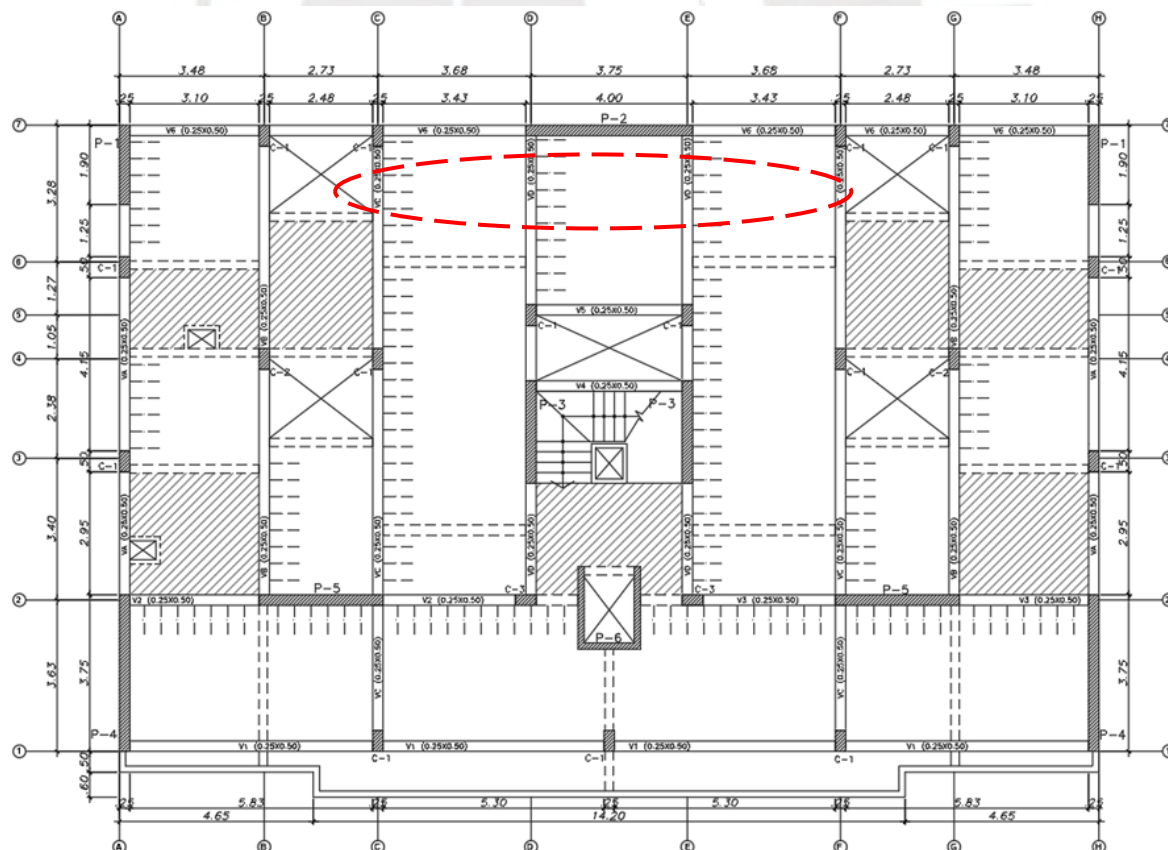


Figura 10 Ubicación en planta de la vigueta CDEF

Nota. Elaboración original

La vigueta será diseñada empezando por el metrado de las cargas actuantes con un ancho tributario de 0.40m (correspondiente al ancho del ala de una vigueta típica). Luego, se modelará la vigueta utilizando apoyos simples, carga distribuida y una carga puntual en el centro del tramo intermedio producido por un tabique perpendicular a dicha vigueta.

Tabla 20 *Carga distribuida en vigueta entre los ejes 6-7 y C-F*

CARGA DISTRIBUIDA			
	W (tonf/m²)	Ancho tributario (m)	w (tonf/m)
Carga muerta			0.16
Peso propio	0.30	0.4	0.12
Piso terminado (e=5cm)	0.10	0.4	0.04
Carga viva			0.08
Sobrecarga	0.2	0.4	0.08
Carga servicio			0.24
Carga última			0.36

Nota. Elaboración original

Tabla 21 *Cargas puntuales en vigueta entre los ejes 6-7 y C-F*

CARGA PUNTUAL TABIQUES					
	PU (tonf/m³)	Ancho tributario (m)	espesor (m)	h (m)	w (tonf)
Carga muerta					0.281
Peso tabique	1.8	0.4	0.15	2.60	0.281
Carga servicio					0.281
Carga última					0.393

Nota. Elaboración original

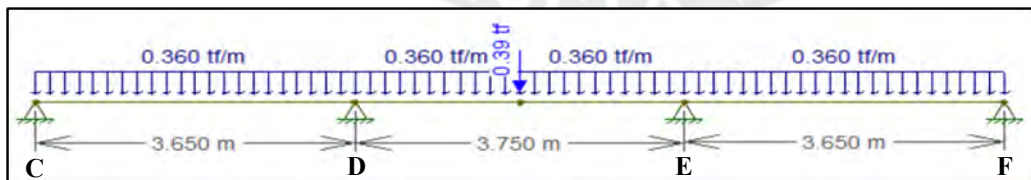


Figura 11 Análisis estructural de la vigueta CDEF

Nota. Elaboración original

A partir de este análisis estructural se obtuvieron el Diagrama de Momento Flector (DMF) y el Diagrama de Fuerza Cortante (DFC).

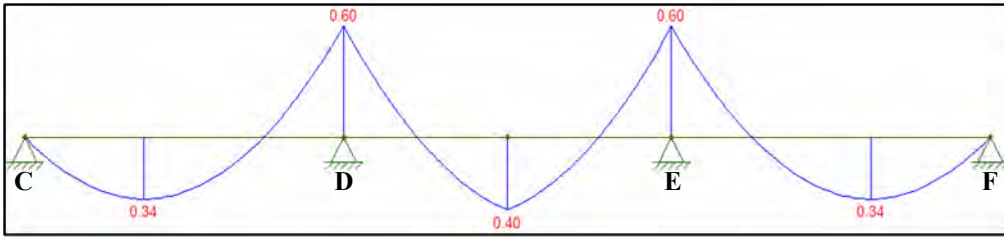


Figura 12 Diagrama de Momento Flector Último de la vigueta CDEF (tonf-m)

Nota. Elaboración original

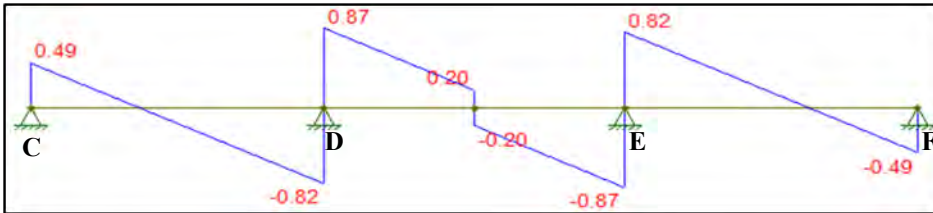


Figura 13 Diagrama de Fuerza Cortante última de la vigueta CDEF (tonf)

Nota. Elaboración original

Con los diagramas mostrados, se realiza el diseño por flexión de la vigueta, obteniendo el siguiente armado:

Tabla 22 Cálculo del acero positivo requerido, instalado y momento nominal instalado

Mu+ (tonf-m)	Asmin (cm ²)	Asmáx (cm ²)	Asreq (cm ²)	Armado	As instalado (cm ²)	ØMn+ instal (tonf-m)
0.34	0.41	7.49	0.53	1Ø3/8"	0.71	0.45
0.40	0.41	7.49	0.63	1Ø3/8"	0.71	0.45

Nota. Elaboración original

Dado que el Mn+ instalado supera los momentos flectores positivos máximos obtenidos del DMF, se confirma el diseño por flexión. Por último, el acero a colocar será de una varilla de 3/8 corrida en la parte inferior de la vigueta.

Tabla 23 Cálculo de acero negativo, instalado y momento nominal instalado

Mu- (Tonf-m)	Asreq (cm ²)	Asmin- (cm ²)	Armado	As instalado (cm ²)	ØMn- instal (Tonf-m)
0.22	0.35	1.13 (0.46)	1Ø3/8"	0.71	0.43
0.60	1.00	1.13 (1.00)	1Ø1/2"	1.29	0.75

Nota. Elaboración original

Dado que el Mn- instalado es mayor al momento obtenido del DMF (Mu-), el diseño por flexión es válido. Además, el acero instalado es un bastón de 3/8" en los extremos y de 1/2" en los apoyos centrales.

El corte de acero de los bastones se detalla a continuación:

Tabla 24 *Longitudes de bastones: vigueta CDEF*

Posición	Bastones	Diam. (cm)	12db (cm)	d (cm)	l teori. (cm)	ltotal (cm)	L'd (cm)	ld final (cm)
Extremos	1 Φ 3/8"	0.95	11.4	17.0	0.00	17.00	44.0	45.0
Centro 1	1 Φ 1/2"	1.27	15.24	17.0	90.0	107.00	58.0	110.0
Centro 2	1 Φ 1/2"	1.27	15.24	17.0	103.3	120.30	58.0	120.0

Nota. Elaboración original

La capacidad de resistencia frente a esfuerzos cortantes se obtendrá mediante la ecuación previamente presentada:

$$\emptyset V_c = 1.10 \cdot 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 0.10 \cdot 0.17 = 1.22 \text{ tonf}$$

Con el DFC (figura 13) se puede notar que todas las fuerzas cortantes actuantes, medidas a “d” de la cara, en la vigueta son menores que la resistencia a la corte calculada previamente. Por tanto, no es necesario realizar ensanches en la vigueta.

Finalmente se realizaron las verificaciones de fisuración y deflexión respectivamente:

Tabla 25 *Cálculo del parámetro Z para verificar fisuración*

b (cm)	10
h (cm)	20.00
As (cm²)	0.71
Ms (ton.m)	0.27
Ys (cm)	3.00
Nº barras	1.00
fs (kg/cm²)	2485.50
Act (cm²)	60.00
dc (cm)	3.00
Z (kg/cm²)	14033.68

Nota. Elaboración original

El valor del parámetro “Z” no excede al valor máximo establecido por la norma, el cual es 26000 kg/cm², por lo cual no existe fisuración en la vigueta.

Tabla 26 *Cálculo de peraltes mínimos para no calcular deflexiones*

Tramo 1: con un extremo continuo	Tramo 2: con dos extremos continuos	Tramo 3: con un extremo continuo
$\frac{3.65}{18.5} = 0.197m$	$\frac{3.75}{21} = 0.174m$	$\frac{3.65}{18.5} = 0.197m$

Nota. Elaboración original

Se aprecia que, para no calcular deflexiones en la vigueta de análisis, el peralte mínimo debe ser de 0.20m, valor que coincide con el peralte con el cual se está trabajando. Por lo tanto, no será necesario calcular deflexiones en esta vigueta.

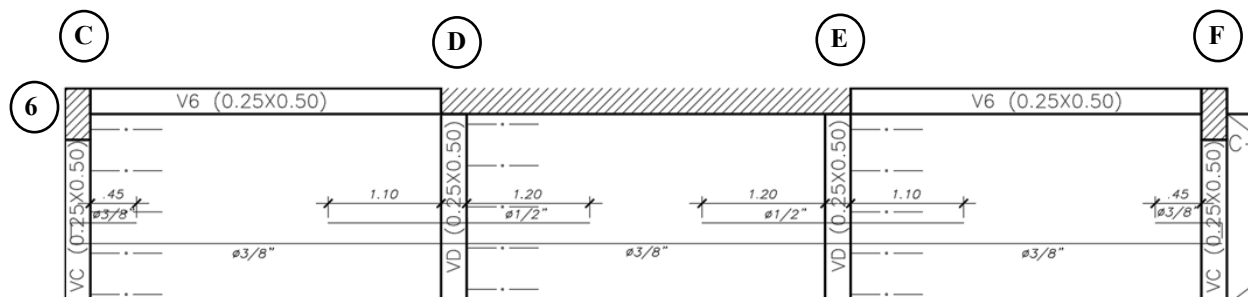


Figura 14 Armado final del tramo aligerado entre los ejes C-F y 6-7

Nota. Elaboración original

4.2. Diseño de Losa Maciza

En determinadas zonas del proyecto se emplearán losas macizas, las cuales se disponen estratégicamente en aquellos sectores donde la disposición de instalaciones sanitarias podría interferir con un número considerable de viguetas si se optara por losas aligeradas.

4.2.1. Análisis estructural

Las losas macizas serán modeladas en el programa SAP 2000 como elementos tipo Shell y divididos en celdas de 0.20 x 0.20m. Asimismo, se considerará el modelado de las viguetas adyacentes para tener las condiciones de borde y los tabiques se colocarán en su posición original sobre cada losa según la arquitectura proyectada. Los valores obtenidos se analizarán por un metro de ancho.

4.2.2. Diseño por flexión

La norma E.030 establece una cuantía mínima de 0.0018, distribuida en 0.0012 en la cara inferior y 0.0006 en la cara superior, aplicable a losas armadas con acero de refuerzo corrugado de límite de fluencia igual a 4200 kg/cm².

Del mismo modo, el área de acero necesario para resistir los momentos últimos se determinará mediante las ecuaciones presentadas:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

$$A_{S_{requerido}} = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

4.2.3. Diseño por corte

Para el caso de losas macizas, al igual que las aligeradas, la capacidad cortante de la sección recae únicamente en el concreto. Por ello, la norma E060, da la siguiente estimación:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

4.2.4. Ejemplo de diseño de losa maciza

Se realizará el diseño de la losa maciza ubicada entre los ejes 2-3 y A-B.

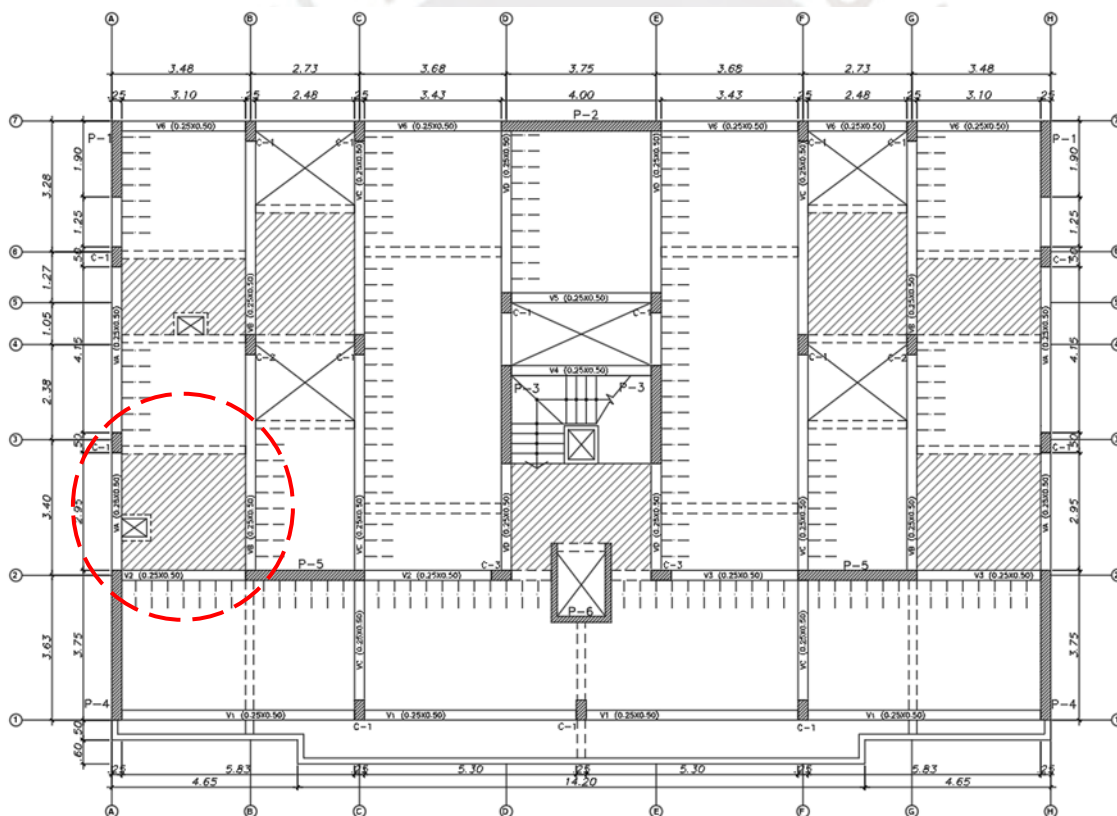


Figura 15 Ubicación en planta de la losa maciza 2-3 y A-B

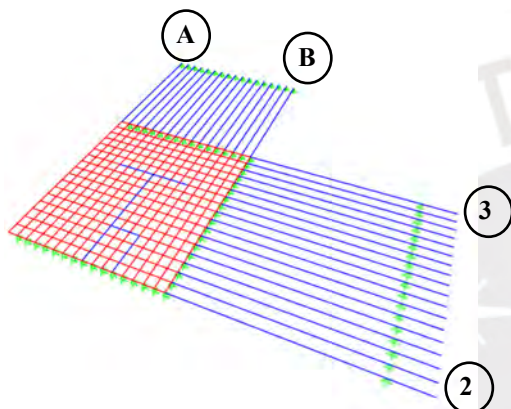
Nota. Elaboración original

Para ello primero se realizará el metrado de cargas para poder colocarlas en el modelo correspondiente:

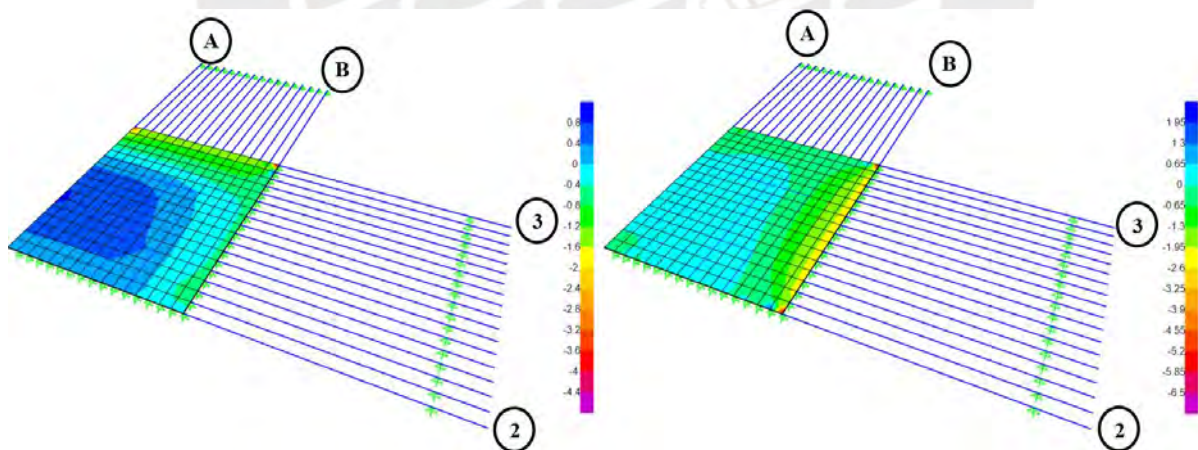
Tabla 27 *Metrado de cargas actuantes sobre la losa maciza entre los ejes 2-3 y A-B*

Tipo	Descripción	Subtotal
Carga muerta		
Peso propio	$2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 0.2 \text{ m}$	$0.48 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$
Piso terminado		$0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$
Tabiquería	$1.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 0.15 \text{ m} * 2.60\text{m}$	$0.702 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$
Carga viva		
Sobrecarga		$0.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

Nota. Elaboración original

Figura 16 *Modelo tridimensional de la losa maciza entre los ejes 2-3 y A-B*

Nota. Elaboración original

Figura 17 *Diagrama de momento flector: dirección X e Y, respectivamente*

Nota. Elaboración original

Diseño por flexión

De acuerdo con lo indicado en la norma, el área mínima de acero en la sección será de 3.6 cm^2 , divididas en 2.4 cm^2 en la parte inferior y 1.2 cm^2 para la parte superior. Con ello, se calculará

el área de acero para cumplir esta disposición, mientras que, para cumplir con las sollicitaciones de cargas actuantes, se usarán bastones complementarios a la malla en dos direcciones.

Tabla 28 *Momentos flectores máximos paralelos a los ejes X e Y*

	Dirección X	Dirección Y
Mmax + (ton-m)	0.81	0.46
Mmax - (ton-m)	-1.71	-2.33

Nota. Elaboración original

$$\text{Cuantía mínima según norma} = 0.0018$$

$$\text{Acero mínimo para la sección} = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero mínimo inferior} = 2.4 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero mínimo superior} = 2.4 \text{ cm}^2$$

Tabla 29 *Acero mínimo para la malla superior e inferior en ambas direcciones*

Malla	Distribución	Acero (cm ²)	ØMn (tonf-m)
Malla inferior	8mm @ 0.20	2.5	1.49
Malla superior	6mm @ 0.20	1.4	0.84

Nota. Elaboración original

Se observa que la malla inferior con armado mínimo sí resiste al máximo momento flector positivo. Por otro lado, el máximo momento negativo no es cubierto por la malla de acero mínimo superior, por lo cual se requerirá el uso de bastones de 3/8 @ 0.40 en la dirección X y 1/2 @ 0.40 en la dirección Y.

Diseño por corte

De acuerdo con los resultados obtenidos del programa, las máximas fuerzas cortantes medidas a 17 cm del apoyo son 2.28 ton en la dirección X y 4.63 ton en la dirección Y.

Además, la resistencia al corte se calculará considerando un ancho de 1m, con lo cual se obtiene:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 17 = 11.10 \text{ tonf}$$

Se observa, que la resistencia a la corte proporcionada por el concreto es mayor a las fuerzas cortantes actuantes por lo cual se corrobora que el espesor de la losa maciza es la adecuada.

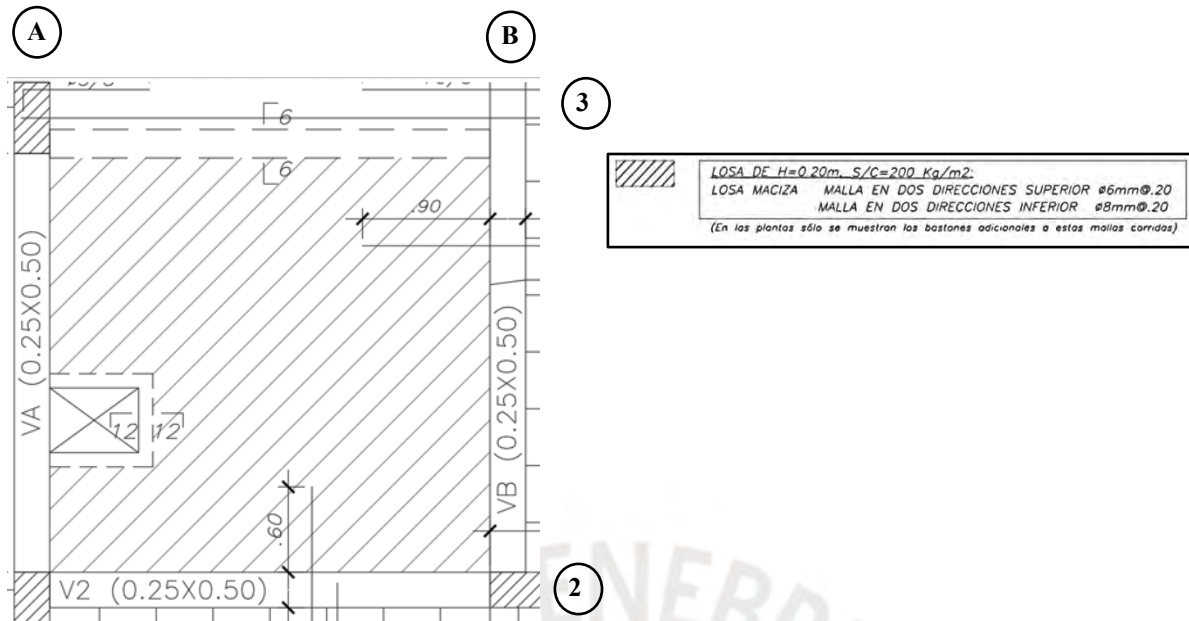


Figura 18 Armado final de la losa maciza

Nota. Elaboración original

4.3. Diseño de viga chata

Las denominadas vigas chatas se caracterizan por poseer un peralte equivalente al espesor de la losa en la que se integran, ya sea esta del tipo macizo o aligerado. Usualmente, se orientan en forma paralela al sentido del aligerado con la finalidad de resistir las cargas transmitidas por los tabiques. Durante el proceso de diseño, se define inicialmente un ancho de sección, a partir del cual se determina el Diagrama de Fuerza Cortante (DFC) y se verifica el cumplimiento del diseño a corte sin considerar el refuerzo de acero. En caso de que no se satisfaga la resistencia requerida, dicho ancho será incrementado progresivamente hasta alcanzar el valor adecuado.

El diseño a flexión se efectuará de manera análoga al de las viguetas, empleando las mismas expresiones y supuestos teóricos. Respecto al diseño por fuerzas de corte, se considerará la contribución del concreto a la resistencia total, conforme a lo establecido en el acápite 4.2.3 del presente capítulo. Dado que se verificará que dicha resistencia sea suficiente para resistir

las fuerzas cortantes ($\emptyset V_c \geq V_u$), el aporte del refuerzo transversal será mínimo, por lo que se adoptará un armado básico para este tipo de elementos.

4.3.1. Ejemplo de diseño de viga chata

Como ejemplo, se realizará el diseño de la viga chata del eje 6 – CD. Para ello se empezó asumiendo un ancho igual a 0.25m.

El metrado de cargas corresponde a los siguientes elementos:

$$P_{propio} = 0.25 * 0.20 * 2.40 = 0.12 \frac{tonf}{m}$$

$$P_{terminado} = 0.10 * 0.10 = 0.01 \frac{tonf}{m}$$

$$P_{tabique} = 0.15 * 2.60 * 1.80 = 0.702 \frac{tonf}{m}$$

$$S/C = 0.10 * 0.20 = 0.02 \frac{tonf}{m}$$

$$CU = 1.20 \frac{tonf}{m}$$

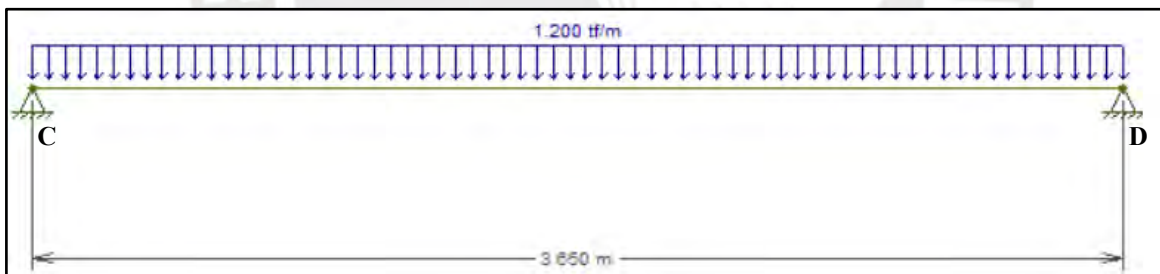


Figura 19 Idealización de viga chata – eje 6-CD

Nota. Elaboración original

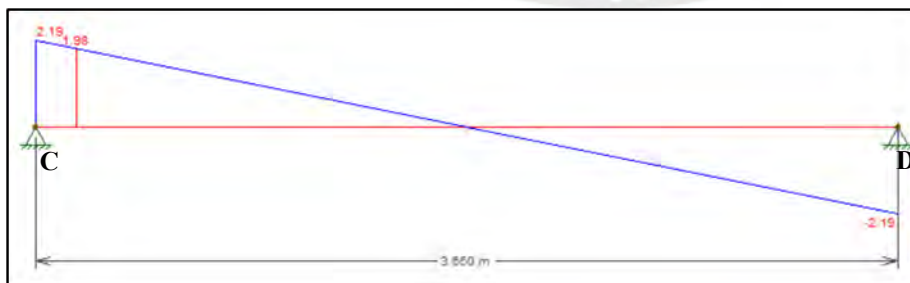


Figura 20 Diagrama de fuerza cortante de la viga chata

Nota. Elaboración original

La resistencia al corte que proporcionará el concreto será:

$$\emptyset Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 17 = 2.77 \text{ tonf}$$

Del DFC notamos que la resistencia proporcionada únicamente por el concreto es suficiente para satisfacer los requerimientos por corte, por lo tanto, el ancho asumido se mantiene como el correcto. Además, debido al largo de la viga chata se propone un armado básico de $1@0.05+4@0.15+\text{resto}@0.25\text{m}$.

Concluido la verificación por corte se procede al diseño por flexión a partir del diagrama de momento flector.

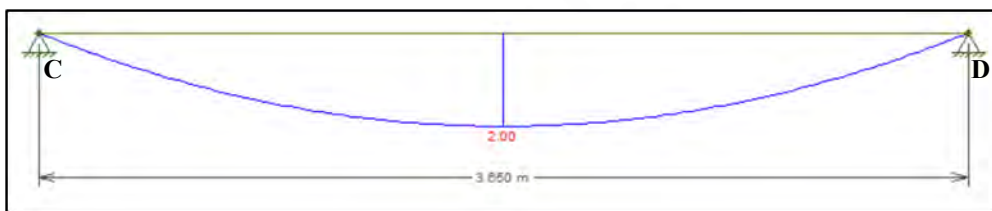


Figura 21 Diagrama de momento flector de la viga chata

Nota. Elaboración original

Asimismo, se realizó otro modelo en el cual se consideró un empotramiento en la zona adyacente a la losa maciza puesto que se generaría cierta continuidad y monolitismo. Dicho valor arrojó un momento negativo de 2.00 tonf-m.

Tabla 30 Cálculo del acero requerido y momento resistente

Mu (Tonf-m)	Asmin (cm ²)	Asmáx (cm ²)	Asreq (cm ²)	Armado	As instalado (cm ²)	ØMn instal (Tonf-m)
+ 2.00	1.03	6.77	3.44	3Ø1/2"	3.87	2.22
0.00	1.03	6.77	1.03	2Ø3/8"	1.42	0.88

Nota. Elaboración original

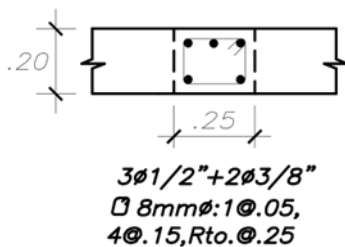


Figura 22 Armado final de la viga chata

Nota. Elaboración original

Capítulo 5. Diseño de vigas

Como se presenta en la figura 23, ara el presente proyecto se utilizarán vigas rectangulares de 0.25x0.50 m. El cálculo del refuerzo en las vigas incluirá la revisión de esfuerzos por solicitaciones de corte y flexión, en función del análisis estructural y de la geometría previamente establecida (0.25 m de ancho y 0.50 m de peralte).

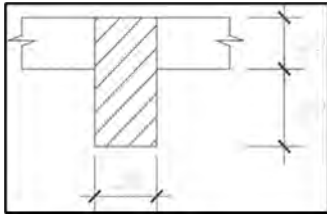


Figura 23 Sección transversal de viga

Nota. Elaboración original

5.1. Análisis Estructural

Se idealiza un modelo matemático que permita un mejor análisis de las vigas. Para ello se consideran las columnas conectadas a las vigas, así como las restricciones en sus apoyos: simple o empotrado. Esto dependerá de las condiciones de frontera de las columnas. Adicionalmente, se hará el metrado manual de las cargas actuantes en las vigas, considerando presencia de tabiques sobre la viga, losas aligeradas, losas macizas y vigas chatas.

5.2. Diseño por flexión

Se adoptará un recubrimiento a ejes de 6 cm. Asimismo, se considerará un bloque de compresión de 25 cm de ancho, y el valor de “c” será determinado en función del armado de acero. Se presentan las fórmulas para obtener el refuerzo de acero mínimo y máximo:

$$As_{min}^+ = As_{min}^- = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * b * d}{fy}$$

$$As_{máx}^+ = As_{máx}^- = 0.75 * Asb_{+/-}$$

Donde:

b : base de la sección

d : peralte efectivo

A_{sb} : Acero balanceado

Para ambos casos el acero balanceado A_{sb} se calculará de la siguiente forma:

$$A_{sb} = \frac{0.85 * 210 * 0.85 * \frac{10}{17} * b * d}{4200}$$

Para obtener el acero requerido en la sección se utilizarán las siguientes expresiones:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'_c * b}}$$

$$A_{s_{requerido}} = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

De acuerdo con el artículo 21.4 de la norma E.060, deben considerarse los requisitos que esta establece para las vigas en edificaciones con sistema resistente a fuerzas laterales constituido por muros estructurales.

- En la cara del nudo, la resistencia al momento positivo debe ser al menos a un tercio de la resistencia al momento negativo que se obtiene en dicha cara.
- La capacidad a momento flector, tanto negativo como positivo, en toda la extensión del elemento, debe ser al menos igual a la cuarta parte del momento máximo desarrollado en cualquiera de sus uniones.

5.3. Diseño por corte

Para el diseño por cortante se calculará la resistencia al corte del concreto:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Posteriormente, se obtendrá la resistencia al corte del refuerzo:

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c$$

Finalmente, el espaciamiento S (cm), se obtendrá como:

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

Donde:

A_v : área de sección transversal de estribos

5.4. Control de fisuración

De acuerdo con la norma E060, la condición de fisuración no será relevante cuando el parámetro Z sea menor a 26 000 kg/cm. Para su cálculo, se empleará el mismo procedimiento utilizado en el control de fisuración para losas aligeradas, en el capítulo 4.1.5.

5.5. Longitud de desarrollo del refuerzo en flexión

El cálculo del corte de bastones se realizará de la misma manera que para losas aligeradas, lo que está detallado en el capítulo 4.1.2.

5.6. Ejemplo de diseño de viga

Diseño de la viga del eje B

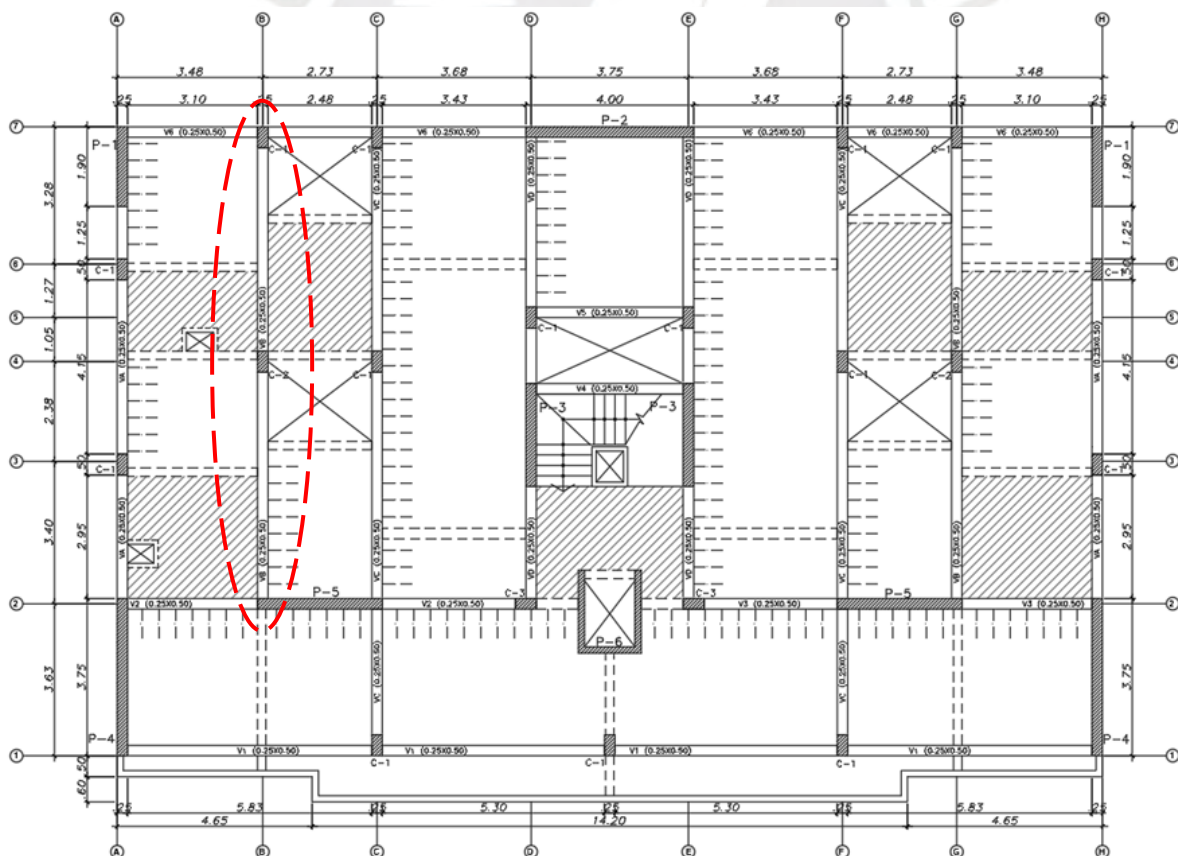


Figura 24 Ubicación en planta de la viga VB

Nota. Elaboración original

Se realizó el modelado estructural y el metrado de cargas correspondientes de la viga:

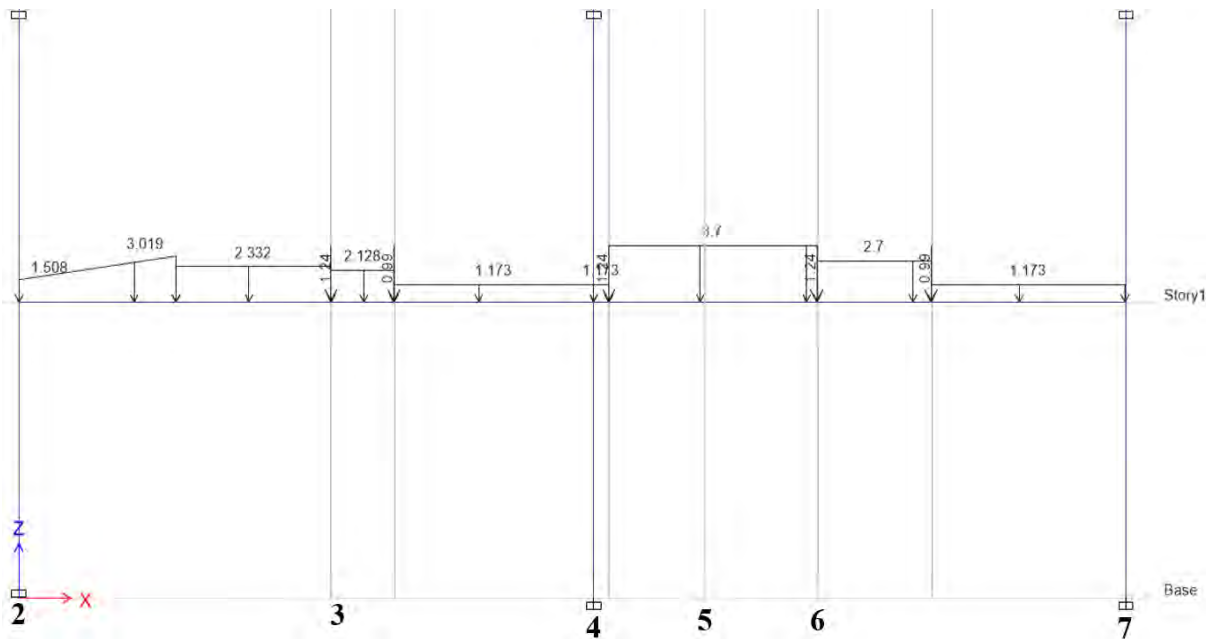


Figura 25 Idealización y metrado de cargas: viga B

Nota. Elaboración original

Tabla 31 Metrado de cargas: viga B

TODOS LOS TRAMOS				
CM distribuida	tonf/m ²	Ancho tributario (m)	tonf/m	Forma
Peso viga	1.20	0.25	0.30	
Piso terminado	0.10	0.25	0.03	
			0.33	
CV distribuida	tonf/m ²	Ancho tributario (m)	tonf/m	Forma
s/c	0.20	0.25	0.05	
			0.05	


TRAMO 1 (Losa maciza 0.00 - 3.14 m)				
Izquierda				
CM distribuida	tonf/m ²	Ancho tributario (m)	tonf/m	Forma
Peso losa maciza	0.48	1.55	0.74	
Piso terminado	0.10	1.55	0.16	
Peso tabiquería	0.39	1.55	0.61	
			1.51	
CV distribuida	tonf/m ²	Ancho tributario (m)	tonf/m	Forma
s/c	0.20	1.55	0.31	
			0.31	
CM puntual	tonf/m	Largo (m)	ton	Forma
Peso viga chata	0.09	1.55	0.15	Puntual



TRAMO 1 (Losa aligerada 0.00 - 3.14 m)				
Derecha				
CM distribuida	tonf/m 2	Ancho tributario (m)	tonf/m	Forma
Peso losa aligerada	0.30	1.24	0.37	<input type="text"/>
Piso terminado	0.10	1.24	0.12	
			0.62	
CV distribuida	tonf/m 2	Ancho tributario (m)	tonf/m	Forma
s/c	0.20	1.24	0.25	<input type="text"/>
			0.25	



TRAMO 2 (Losa aligerada de 3.14 a 3.77 m)				
Izquierda				
CM distribuida	tonf/m 2	Ancho tributario (m)	tonf/m	Forma
Peso aligerado	0.30	1.55	0.47	<input type="text"/>
Piso terminado	0.10	1.55	0.16	
			0.62	
CV distribuida	tonf/m 2	Ancho tributario (m)	tonf/m	Forma
s/c	0.20	1.55	0.31	<input type="text"/>
			0.31	


TRAMO 2 (Losa aligerada de 3.14 a 3.77 m)				
Derecha				
CM distribuida	tonf/m 2	Ancho tributario (m)	tonf/m	forma
Peso aligerado	0.30	1.24	0.37	<input type="text"/>
Piso terminado	0.10	1.24	0.12	
			0.49	
CV distribuida	tonf/m 2	Ancho tributario (m)	tonf/m	Forma
s/c	0.20	1.24	0.25	<input type="text"/>
			0.25	
CM puntual	tonf/m	Largo (m)	ton	Forma
Peso viga chata	0.09	1.24	0.12	Puntual
Peso tabique	0.70	1.24	0.87	
			0.99	

TRAMO 3 (Losa aligerada de 3.77 a 5.93 m)				
Izquierda				
CM distribuida	tonf/m 2	Ancho tributario (m)	tonf/m	Forma
Peso aligerado	0.3	1.55	0.47	<input type="text"/>
Piso terminado	0.1	1.55	0.16	
			0.62	

CV distribuida	tonf/m²	Ancho tributario (m)	tonf/m	Forma
s/c	0.2	1.55	0.31	
			0.31	
CM puntual	tonf/m	Largo (m)	ton	Forma
Peso viga chata (modelo)	-	-	2.24	Puntual

TRAMO 4 (Losa maciza 5.93 – 8.02 m)				
Izquierda				
CM distribuida	tonf/m²	Ancho tributario (m)	tonf/m	Forma
Peso losa maciza	0.48	1.55	0.74	
Piso terminado	0.10	1.55	0.16	
Peso tabiquería	0.47	1.55	0.72	
			1.62	
CV distribuida	tonf/m²	Ancho tributario (m)	tonf/m	Forma
s/c	0.20	1.55	0.31	
			0.31	
CM puntual	tonf/m	Largo (m)	ton	Forma
Peso viga chata	0.09	1.55	0.15	Puntual
Peso tabique	0.70	1.55	1.09	
			1.24	

TRAMO 4 (Losa maciza 5.93 – 8.02 m)				
Derecha				
CM distribuida	tonf/m²	Ancho tributario (m)	tonf/m	Forma
Peso losa maciza	0.48	1.24	0.59	
Piso terminado	0.10	1.24	0.12	
Peso tabiquería	0.28	1.24	0.35	
			1.07	
CV distribuida	tonf/m²	Ancho tributario (m)	tonf/m	Forma
s/c	0.20	1.24	0.31	
			0.31	

TRAMO 5 (Losa aligerada de 8.02 a 9.17 m)				
Izquierda				
CM distribuida	tonf/m²	Ancho tributario (m)	tonf/m	forma
Peso aligerado	0.30	1.55	0.47	
Piso terminado	0.10	1.55	0.16	
			0.62	
CV distribuida	tonf/m²	Ancho tributario (m)	tonf/m	Forma

s/c	0.20	1.55	0.31	□
			0.31	

TRAMO 5 (Losa maciza 8.02 a 9.17 m)				
Derecha				
CM distribuida	tonf/m 2	Ancho tributario (m)	tonf/m	Forma
Peso losa maciza	0.48	1.24	0.59	□
Piso terminado	0.10	1.24	0.12	
Peso tabiquería	0.28	1.24	0.35	
			1.07	
CV distribuida	tonf/m 2	Ancho tributario (m)	tonf/m	Forma
s/c	0.20	1.24	0.31	□
			0.31	
CM puntual	tonf/m	Largo (m)	ton	Forma
Peso viga chata	0.09	1.24	0.12	Puntual
Peso tabique	0.70	1.24	0.87	
			0.99	

TRAMO 6 (Losa aligerada de 9.17 a 11.12 m)				
Izquierda				
CM distribuida	tonf/m 2	Ancho tributario (m)	tonf/m	Forma
Peso aligerado	0.3	1.55	0.47	□
Piso terminado	0.1	1.55	0.16	
			0.62	
CV distribuida	tonf/m 2	Ancho tributario (m)	tonf/m	Forma
s/c	0.2	1.55	0.31	□
			0.31	

Nota. Elaboración original

Con base a los resultados obtenidos, se exponen los diagramas correspondientes:

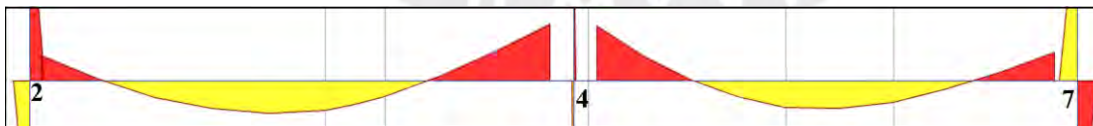


Figura 26 Diagrama de momento flector: cargas de gravedad

Nota. Elaboración original

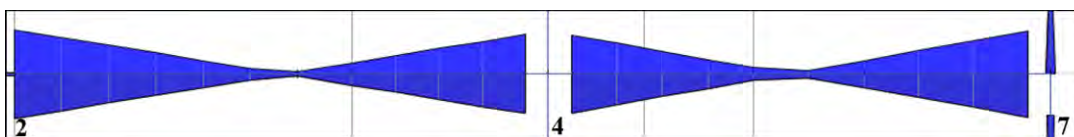


Figura 27 Diagrama de momento flector: cargas sísmicas

Nota. Elaboración original

A partir de los diagramas obtenidos, se presenta a continuación una tabla resumen con las cargas aplicadas y sus respectivas combinaciones.

Tabla 32 *Envolvente de cargas últimas*

1ER TRAMO				2DOTRAMO			
Caso	Izq	Cent.	Der	Caso	Izq	Cent.	Der
CM	-3.52	4.25	-7.90	CM	-7.77	3.87	-4.13
CV	-0.73	0.88	-1.47	CV	-1.26	0.59	-0.64
CS	4.92	0.00	4.39	CS	4.37	0.00	4.82
CS (-)	-4.92	0.00	-4.39	CS	-4.37	0.00	-4.82

Combo	Izq	Cent.	Der	Combo	Izq	Cent.	Der
1.4CM+1.7CV	-6.18	7.44	-13.55	1.4CM+1.7CV	-13.03	6.43	-6.87
1.25(CM+CV)+CS	-0.40	6.41	-7.32	1.25(CM+CV)+CS	-6.92	5.58	-1.14
1.25(CM+CV)-CS	-10.24	6.41	-16.10	1.25(CM+CV)-CS	-15.67	5.58	-10.79
0.9CM+CS	1.75	3.82	-2.72	0.9CM+CS	-2.62	3.49	1.10
0.9CM-CS	-8.09	3.82	-11.50	0.9CM-CS	-11.37	3.49	-8.54

Nota. Elaboración original

Los recuadros marcados corresponden a los momentos máximos negativos y máximos positivos de las secciones izquierda, medio y derecha de cada tramo, con lo cual se obtiene una envolvente de momentos. Es importante destacar que, en esta viga, las cargas sísmicas tienen una influencia significativa mayor que las cargas de gravedad y determinan el diseño de esta. Con dicha envolvente se procede al cálculo del refuerzo longitudinal superior (momentos negativos M-) y momento longitudinal inferior (momentos positivos M+) según las expresiones antes mencionadas.

Tabla 33 *Acero solicitado y armado final*

Mu ⁺ (tonf.m)	As requerido (cm ²)	Φ corridos	Φ bastón	As instalado (cm ²)	ΦMn (tonf.m)
4.92	3.06	2 Φ 5/8"		3.98	6.34
7.44	4.71	2 Φ 5/8"	1 Φ 1/2"	5.27	8.27
4.39	2.72	2 Φ 5/8"		3.98	6.34
4.37	2.71	2 Φ 5/8"		3.98	6.34
6.43	4.04	2 Φ 5/8"		3.98	6.36 (ac. compresión)
4.82	2.99	2 Φ 5/8"		3.98	6.34

Mu ^r (tonf.m)	As requerido (cm ²)	ϕ corridos	ϕ bastón	As instalado (cm ²)	ΦMn (tonf.m)
-10.24	6.63	2 ϕ 5/8"	1 ϕ 3/4"	6.82	10.52
0.00	2.66 (0.59)	2 ϕ 5/8"		3.98	6.34
-16.10	10.97	3 ϕ 5/8"	2 ϕ 3/4"	11.65	16.96
-15.67	10.63	3 ϕ 5/8"	2 ϕ 3/4"	11.65	16.96
0.00	2.66 (0.59)	2 ϕ 5/8"		3.98	6.34
-10.79	7.02	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	7.96	12.11

Nota. Elaboración original

A partir de las tablas previamente presentadas, se determinaron las longitudes correspondientes a cada bastón:

Tabla 34 Longitudes de bastones

Posición	Bastones	Diam. (cm)	12ld (cm)	d (cm)	l teori. (cm)	ltotal (cm)	ld (cm)	ld final (cm)
Izquierda sup	1 ϕ 3/4"	1.91	22.9	44.0	79.5	123.5	88.0	125.0
Central inf der	1 ϕ 1/2"	1.27	15.2	44.0	61.9	105.9	45.0	110.0
Central inf izq	2 ϕ 1/2"	1.27	15.2	44.0	72.9	116.9	45.0	120.0
Derecha sup	2 ϕ 3/4"	1.91	22.9	44.0	50.0	94.0	88.0	95.0
Derecha sup	1 ϕ 5/8"	1.59	19.1	44.0	84.6	128.6	73.0	130.0

Posición	Bastones	Diam. (cm)	12ld (cm)	d (cm)	l teori. (cm)	ltotal (cm)	ld (cm)	ld final (cm)
Izquierda sup	2 ϕ 3/4"	1.91	22.9	44.0	51.6	95.6	88.0	100.0
Izquierda sup	1 ϕ 5/8"	1.59	19.1	44.0	80.0	124.0	73.0	125.0
Derecha sup	2 ϕ 5/8"	1.59	19.1	44.0	102.8	146.8	88.0	150.0

Nota. Elaboración original

Se verificó los requisitos establecidos por la norma E.060 para para vigas en edificaciones cuyo sistema de resistencia a fuerzas laterales están conformados por muros estructurales.

- Primera verificación:

$$\text{Tramo 1} \rightarrow 6.34 \text{ tonf} - m \geq \frac{10.52}{3} = 3.51 \text{ tonf} - m \text{ (Ok)}$$

$$\text{Tramo 1} \rightarrow 6.34 \text{ tonf} - m \geq \frac{16.08}{3} = 5.36 \text{ tonf} - m \text{ (Ok)}$$

$$\text{Tramo 2} \rightarrow 6.34 \text{ tonf} - m \geq \frac{16.08}{3} = 5.36 \text{ tonf} - m \text{ (Ok)}$$

$$\text{Tramo 2} \rightarrow 6.34 \text{ tonf} - m \geq \frac{12.11}{3} = 4.04 \text{ tonf} - m \text{ (Ok)}$$

- Segunda verificación:

$$\text{Tramo 1} \rightarrow 6.34 \text{ tonf} - m \geq \frac{16.08}{4} = 4.02 \text{ tonf} - m \text{ (Ok)}$$

$$\text{Tramo 2} \rightarrow 6.34 \text{ tonf} - m \geq \frac{16.08}{4} = 4.02 \text{ tonf} - m \text{ (Ok)}$$

El diseño por fuerza cortante requerirá la incorporación de refuerzo con estribos, para lo cual se utilizará el máximo valor de V_u obtenido de la envolvente de fuerzas cortantes obtenidas de las combinaciones por resistencia y la cortante por criterios de capacidad.

- Fuerzas cortantes en los dos tramos medidos a “d” de la cara obtenido de la envolvente de las combinaciones del diseño por resistencia.

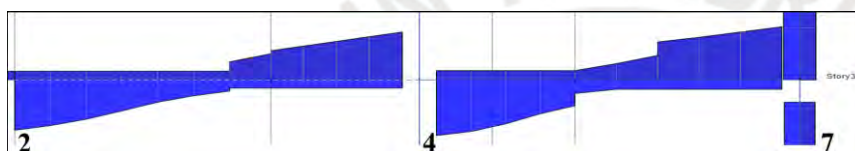


Figura 28 Diagrama de fuerza cortantes por cargas de gravedad y sísmicas

Nota. Elaboración original

- Fuerzas cortantes obtenidas de la suma del cortante generado por la curvatura inversa en los extremos confinados de la luz libre del elemento, producto del desarrollo de los momentos nominales (M_n) y la cortante isostática calculada para las cargas de gravedad amplificadas en 1.25.

Tabla 35 Valores del diseño por capacidad: momentos y cortantes

	Sentido	M_{n_i} (tonf-m)	M_{n_d} (tonf-m)
Tramo 1		11.69	7.04
		7.04	17.87
Tramo 2		17.87	7.04
		7.04	13.46

	Tramo 1		Tramo 2	
	V_{u_i} (tonf)	V_{u_d} (tonf)	V_{u_i} (tonf)	V_{u_d} (tonf)
Por resistencia	9.68	11.41	15.79	9.52
Por capacidad	12.61	12.52	15.82	12.49

Nota. Elaboración original

Según lo mencionado y con la fuerza cortante máxima en cada tramo se calcula el refuerzo.

$$\emptyset Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 44 = 7.18 \text{ tonf}$$

$$Vslim = 1.1 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 44 = 17.53 \text{ tonf}$$

Primer tramo de viga ($L_v = 5.40$ m y $h=0.50$ m):

$$\text{Zona confinamiento} = 2 \cdot h = 1.00 \text{ m}$$

$$\text{Zona central} = 5.40 - 1.00 = 3.40 \text{ m}$$

- Espaciamiento máximo en zona de confinamiento (S):

$$S = d/4 = 11 \text{ cm}$$

$$S = 10 \cdot db = 12.7 \text{ cm}$$

$$S = 24 \cdot d_{estribo} = 24 \cdot 0.71 = 17.04 \text{ cm}$$

$$S = 30 \text{ cm}$$

Por lo tanto, en base al menor de los espaciamientos calculados, se aproxima al menor valor y múltiplo cercano de 0.10 m.

$$S_{min} = 0.10 \text{ m}$$

- Máximo espaciamiento en zona de central (S):

$$S = d/2 = 0.22 \text{ m}$$

Tabla 36 *Estribaje final de viga*

	"x" de análisis (m)	Vu (ton)	Vs(ton)	S (cm)	S elegido (cm)	Estribaje
Tramo 1	0.44	12.61	6.39	41.1	10	1@.10+6@.15
	1.00	10.80	4.26	61.6	20	resto@.20
Tramo 2	0.44	15.82	10.16	25.8	10	1@.10+6@.15
	1.00	12.82	6.63	39.6	20	resto@.20

Nota. Elaboración original

Para el control de fisuraciones y, de acuerdo con lo establecido anteriormente, se calculó el parámetro Z:

$$f_s = \frac{5.13 \cdot 10^5}{5.27 \cdot (0.9 \cdot 44)} = 2457.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{ct} = \frac{2 \cdot 6 \cdot 25}{3} = 100 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2457.40 \cdot \sqrt[3]{6 \cdot 100} = 20726.53 \text{ kg/cm}$$

Notar que, $Z < 26\ 000\ \text{kg/cm}$, por lo que se concluye que la viga no presentará problemas por fisuración.

De acuerdo con el artículo 10.4.1.3 de la NTE E.060, no se requiere un análisis por deflexión en las vigas cuyo peralte sea mayor a la dieciseisava parte de la luz libre entre apoyos, ya que se cumplen con el control de deflexiones.

Para este caso, la máxima luz libre entre apoyos es de 5.40 m, por lo cual se cumple que:

$$0.50\ \text{m} \geq \frac{5.40}{16} = 0.38\ \text{m (ok)}$$

Entonces, no será necesario realizar una verificación por deflexión de dicha viga.



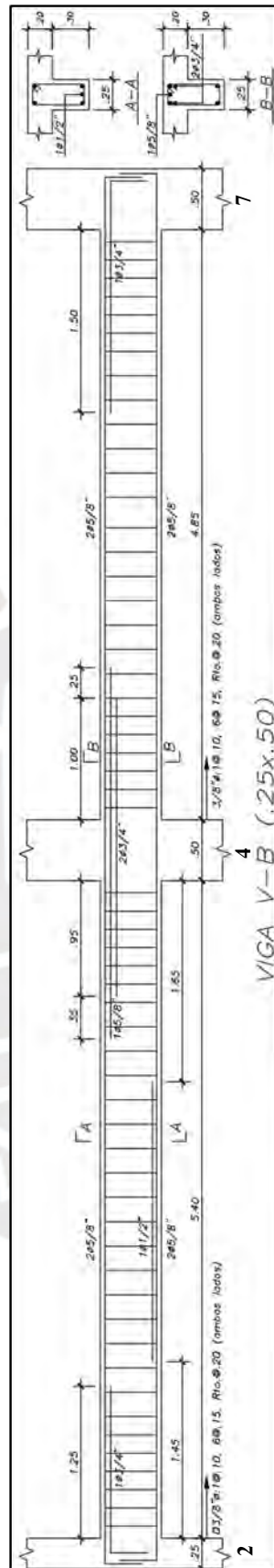


Figura 29 Armado final de la viga

Nota. Elaboración original

Capítulo 6. Diseño de columnas

Las columnas se diseñan considerando las solicitaciones por flexocompresión y cortante, en función de la envolvente de combinaciones de cargas que propone la norma E.060. Por tanto, la cuantía de refuerzo vertical se mantendrá dentro del 1% al 6% del área bruta de la sección.

6.1. Análisis estructural

Se idealiza un modelo matemático que permita un mejor análisis de las columnas. Para ello se considerarán las columnas conectadas a las vigas, así como las restricciones de empotramiento. Además, se hará un metrado manual de las cargas actuantes en las columnas.

6.2. Diseño por flexocompresión

Inicialmente, se asignará a la columna una cuantía mínima de acero (1%). En caso de que no se cumplan con los requerimientos, se procederá a incrementarla. Además, se buscará tener espacios de cara a cara de barra no mayores de 15 cm. Para esto, se elaborará los diagramas de interacción con las cuantías respectivas.

6.3. Diseño por corte

En el diseño por esfuerzos de corte, se determinará el valor máximo de la fuerza cortante V_u a partir de la envolvente de combinaciones de carga, lo que permitirá establecer el espaciamiento y cantidad necesaria de estribos.

Conforme a lo establecido en la Norma E060, la capacidad de resistencia al corte del concreto se estima a partir de la siguiente expresión, donde N_u es la carga axial menos favorable de las combinaciones de carga.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g}\right) * b * d$$

Asimismo, la resistencia requerida (V_s) y el espaciamiento entre estribos (S) se obtendrán como:

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c$$

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

Si V_u es menor a ϕV_c , se podrán utilizar estribos con espaciamiento máximo:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{A_v * f_y}{0.2 * \sqrt{f'_c} * b}$$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{A_v * f_y}{3.5 * b}$$

En el diseno por capacidad, cuando la columna forme parte del sistema resistente ante acciones sísmicas, el valor de V_u se obtendrá según lo dispuesto en el artículo 21.4.3.2 de la Norma E060, empleando el menor valor entre los siguientes criterios:

1. Suma del cortante generado por la flexión con curvatura inversa vinculada al desarrollo de momentos nominales (M_n) en los extremos confinados de la luz libre de la columna.

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{ns}}{h_{nc}}$$

2. El valor máximo de cortante se obtiene a partir de las combinaciones de carga de diseno con un factor de amplificación sísmico igual a 2.5.

$$V_u = 1.25(V_{cm} + V_{cv}) + 2.5 * V_{sismo}$$

A continuación, determinamos la longitud de confinamiento según norma:

$$L_o = M\acute{a}x \{H_n/6; M\acute{a}x(b; h); 500mm\}$$

Asimismo, se determinó el espaciamiento tanto dentro como fuera de la longitud de confinamiento:

$$S_o = M\acute{i}n \{8xD_{barra}; \frac{b}{2}; 10 \text{ cm}\}$$

6.4. Ejemplo del dimensionamiento de refuerzo de columnas

Diseno de la columna de los ejes G-4

Se procederá con el diseno de la columna entre el eje G y 4, conforme a lo ilustrado en la siguiente figura:

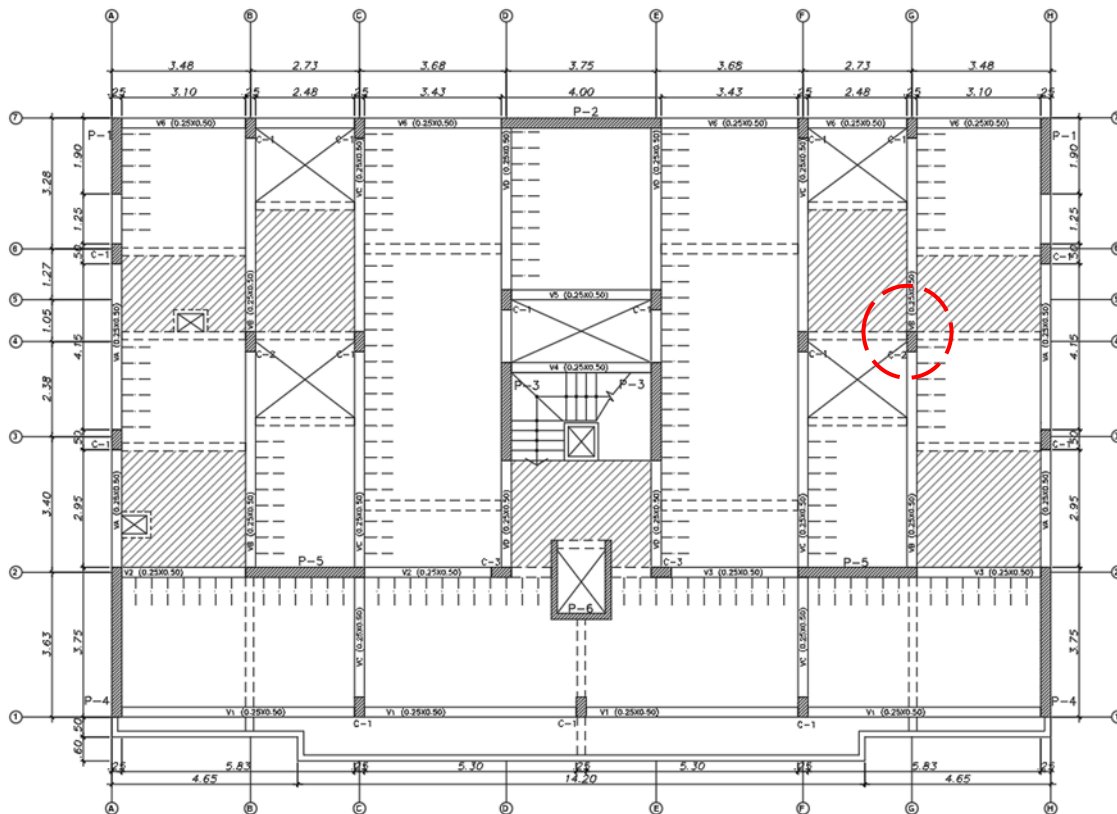


Figura 30 Ubicación en plana de la columna G-4

Nota. Elaboración original

Se realizó el metrado de cargas de la columna:

Tabla 37 Metrado de cargas para piso típico y azotea

Carga muerta	Peso	Ancho	Largo	Altura	Subtotal	
Peso propio	2.40	0.25	0.50	2.80	0.84	tonf
Viga	2.40	0.25	5.12	0.50	1.54	tonf
P. terminado vigas s/n tabique	0.10	0.25	0.00	-	0.00	tonf
P. terminado vigas c/n tabique	0.10	0.10	5.12	-	0.05	tonf
Tabique viga	1.80	0.15	5.12	1.80	2.49	tonf
Viga chata	2.40	0.25	2.79	0.20	0.33	tonf
Tabique viga chata	1.80	0.15	1.24	2.60	0.87	tonf
	Peso	Área				
Aligerado	0.30	5.56	-	-	1.67	tonf
P. terminado Aligerado	0.10	5.56	-	-	0.56	tonf
Maciza	0.92	6.27			5.77	tonf
P. terminado Maciza	0.10	6.27			0.63	tonf
	Peso	L				
Peso VCH+tabique eje 2-3	0.12	1.55	-	-	0.10	tonf
Peso VCH+tabique eje 3	0.37	1.24	-	-	0.31	tonf
Peso VCH+tabique eje 6	0.82	1.55	-	-	0.75	tonf
Peso VCH+tabique 6-7	0.82	1.24	-	-	0.36	tonf
	CM				16.26	tonf

Carga Viva	Peso	Ancho	Largo	Altura	Subtotal	
S/C terminado vigas s/n tabique	0.20	0.25	0.00	-	0.00	ton
S/C terminado vigas c/n tabique	0.20	0.10	5.12	-	0.10	ton
	Peso	Área				
S/C	0.20	11.96	-	-	2.39	ton
				CV	2.49	ton

Azotea:

Carga muerta	Peso	Ancho	Largo	Altura	Subtotal	
Peso propio	2.40	0.25	0.50	2.80	0.84	ton
Viga	2.40	0.25	5.12	0.50	1.54	ton
	Peso	Área				
Aligerado	0.30	14.05	-	-	4.21	ton
P. terminado	0.10	15.33	-	-	1.53	ton
				CM	8.12	ton

Carga Viva	Peso	Ancho	Largo	Altura	Subtotal	
S/C terminado vigas s/n tabique	0.10	0.25	5.12	-	0.13	ton
	Peso	Área				
S/C aligerado	0.10	14.05	-	-	1.40	ton
				CV	1.53	ton

Nota. Elaboración original

La columna tiene las dimensiones de 0.25x0.50 m. Por tanto, para el diseño por flexocompresión, se calculó la cuantía mínima y se propuso un armado:

$$\text{Cuantía mínima (1\%)} = 1\% * 25 * 50 = 12.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armado : } 8\emptyset 5/8" = 8 * 1.99 = 15.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cuantía instalada} = \frac{15.92 \text{ cm}^2}{12.50 \text{ cm}^2} = 1.27 \%$$

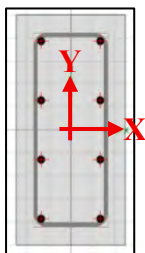


Figura 31 Diseño de columna 25x50cm y armado 8Ø5/8"

Nota. Elaboración original

Se efectuó el cálculo de las escenas de carga correspondientes a la columna, considerando la acción sísmica en la dirección Y:

Tabla 38 Cargas axiales y momentos flectores

	BASE	P (tonf)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
CM	MUERTA	-93.02	0.00	0.11	0.15	0.00
CV	VIVA	-17.92	0.00	0.09	0.11	0.00
SismoY	R.SISYY	7.42	0.00	0.80	2.16	0.00

Nota. Elaboración original

Tabla 39 Combinaciones de cargas y momentos flectores

COMBINACIONES	NOMENC.	P (ton)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
0.9CM+f.SISYY	MSY MAX	-76.29	0.00	0.90	2.29	0.00
0.9CM-f.SISYY	MSY MIN	-91.14	0.00	-0.70	-2.02	-0.01
1.25(CM+CV)+f.SISYY	MVSY MAX	-131.25	-0.01	1.05	2.48	0.00
1.25(CM+CV)-f.SISYY	MVSY MIN	-146.10	-0.01	-0.55	-1.83	-0.01
1.4CM+1.7CV	MV	-160.69	-0.01	0.31	0.40	-0.01

Nota. Elaboración original

De esta manera, se obtuvo los siguientes diagramas de interacción para las dos direcciones consideradas (2 y 3):

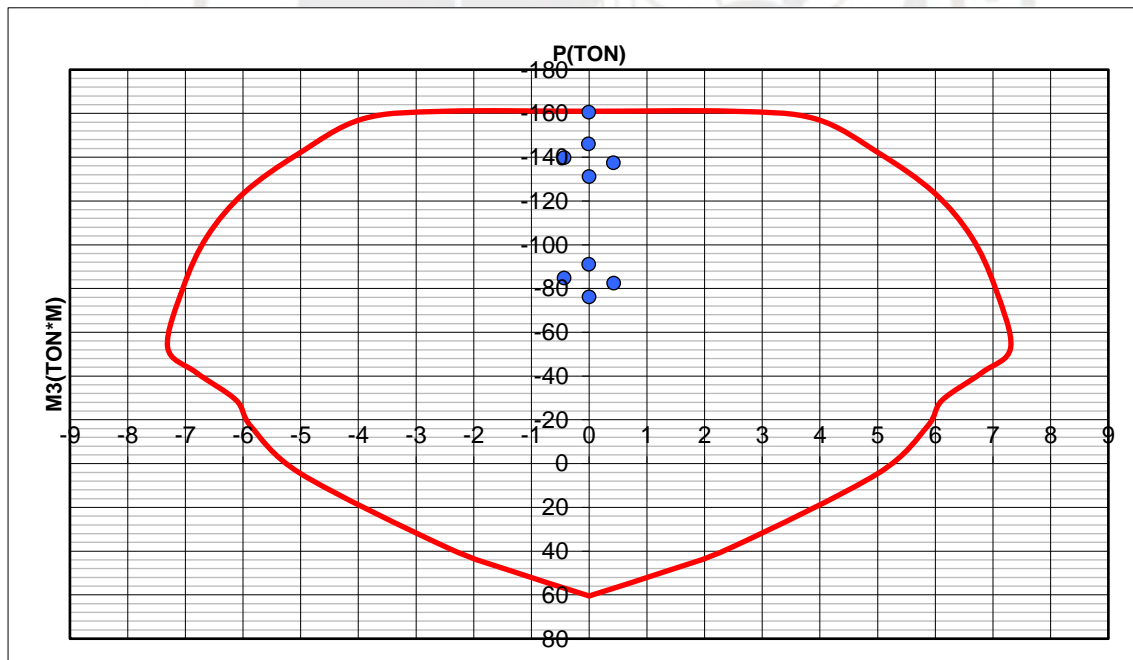


Figura 32 Verificación del diseño por flexocompresión en el eje local Y

Nota. Elaboración original

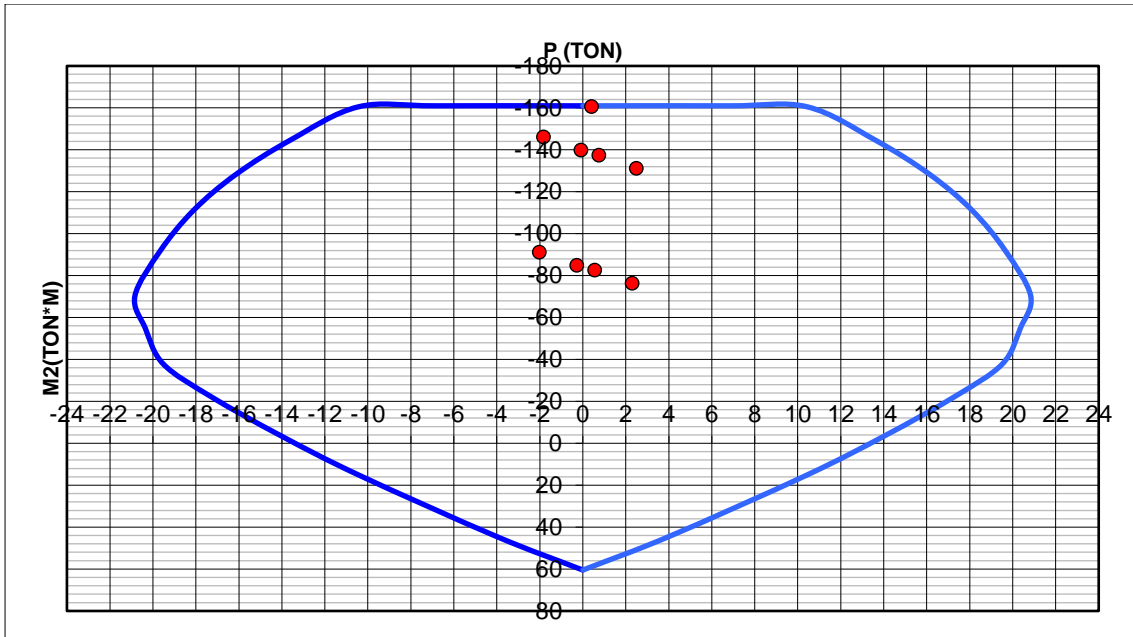


Figura 33 Verificación del diseño por flexocompresión en el eje local X

Nota. Elaboración original

Para ambos casos, se verifica que la sección y el armado cumplen con las solicitaciones, por tanto, se valida la cuantía adoptada. Asimismo, se evidencia que las fuerzas axiales prevalecen sobre los momentos flectores.

Para el diseño por cortante, se obtuvieron los siguientes valores:

$$\emptyset V_n \text{ máx} = 0.85 * 2.6 * \sqrt{210} * 50 * 19 = 30.42 \text{ tonf}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{160.69 * 1000}{140 * 25 * 50} \right) * 50 * 19 = 12.13 \text{ tonf}$$

$$\emptyset V_c = 0.85 * 12.13 = 10.31 \text{ tonf}$$

$$V_s = \frac{1.05}{0.85} * 12.13 = -10.90 \text{ tonf}$$

Como V_u es menor a $\emptyset V_c$, se utilizará un estribaje mínimo:

$$S_{\text{máx1}} = \frac{1.42 * 4200}{0.2 * \sqrt{210} * 25} = 82.32 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx2}} = \frac{1.42 * 4200}{3.5 * 25} = 68.16 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el espaciamiento es igual a 61.16 cm; sin embargo, este espaciamiento es muy grande, lo que podría no confinar adecuadamente y tener efectos adversos. Por esto, se utilizarán estribos cada 25 cm como máximo.

Para el diseño por capacidad, se obtiene los siguientes cálculos:

a) Momentos nominales:

$$V_u = \frac{20.90 + 20.90}{2.30} = 18.17 \text{ tonf}$$

b) Combinaciones

$$V_u = 1.25(0.11 + 0.09) + 2.5 * 0.80 = 2.25 \text{ ton}$$

El V_u menor es igual a 2.25 ton, se sigue teniendo que es menor a $\emptyset V_c$, por lo tanto, se mantendrá con el estribaje mínimo. Se determina la longitud de confinamiento:

$$L_o = \text{Máx} \{2.30/6 = 0.38\text{m}; \text{Máx}(25; 50) = 50\text{cm}; 500\text{mm}\}$$

$$L_o = 50\text{cm}$$

Asimismo, se determinó el espaciamiento: dentro y fuera de la longitud de confinamiento:

$$S_o = \text{Mín} \{8 \times 1.27 = 10.16\text{cm}; \frac{25}{2} = 12.5\text{cm}; 10\text{cm}\}$$

$$S_o = 10\text{cm}$$

$$S_o \text{ fuera de } L_o = 25\text{cm}$$

Por lo tanto, el estribaje mínimo queda definido por estribos de 3/8": 1@.05, 5@.10, resto @.25c/extr.

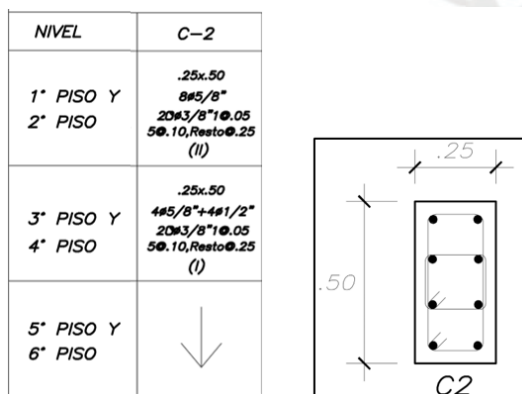


Figura 34 Armado final de columna

Nota. Elaboración original

Capítulo 7. Diseño de Placas

Las placas serán diseñadas para garantizar su capacidad frente a esfuerzos de flexocompresión y cortante, conforme a la envolvente de combinaciones de cargas establecidas por la norma E.060.

Se realizará un procedimiento iterativo, mediante el cual se ajustará el armado del refuerzo con el fin de cumplir con los requerimientos de cargas.

7.1. Análisis estructural

Se idealiza un modelo matemático que permita un mejor análisis de las placas. Para ello se considerarán las placas conectadas a las vigas, así como las restricciones de empotramiento. Además, se hará un metrado manual de las cargas actuantes en las placas, considerando los pesos de las vigas, tabiques sobre vigas, losas aligeradas, losas macizas y vigas chatas.

7.2. Verificación por pandeo

Según el capítulo 14-5 de la norma E060, la capacidad axial de muro se determina como:

$$\phi P_n = \phi * 0.55 * f'c * A_g * \left(1 - \left(\frac{K * l_c}{32 * h} \right)^2 \right)$$

Donde:

h : espesor del muro

K : factor de longitud efectiva

l_c : altura del muro

7.3. Diseño por corte

La resistencia al corte del concreto (V_c) será:

$$V_c = \alpha \sqrt{f'c} * b * L$$

Para el caso de análisis, comprobaremos si se trata de un muro esbelto para definir el coeficiente

α :

1. Si $H_m/L_m > 2 \rightarrow \alpha=0.53$

2. Si $H_m/L_m < 1.5 \rightarrow \alpha = 0.80$

La resistencia nominal es:

$$V_n = V_c + V_s$$

Asimismo, la norma establece que el límite de la resistencia nominal será:

$$V_n = 2.6 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

La cuantificación del refuerzo correspondientes al alma de la sección se efectúa siguiendo los criterios y procedimientos especificados en el artículo 11 de la norma E.060:

- Si $V_u \leq 0.27\sqrt{f'_c} * b * d$, la cuantía mínima horizontal y vertical será igual a 0.002 y 0.0015 respectivamente.
- Si $V_u \geq 0.27\sqrt{f'_c} * b * d$, la cuantía mínima horizontal será igual a 0.0025 y la vertical será el mayor de los siguientes casos:
 1. 0.0025
 2. $0.0025 + 0.5 * (2.5 - H_w/l_w) * (p_h - 0.0025)$

7.4. Verificación del confinamiento en los extremos

De acuerdo con el acápite 21.9.7.4. de la norma E.060, se requiere el confinamiento de los elementos de borde (núcleos) cuando se verifica lo siguiente:

$$C \geq \frac{l_m}{600(\delta u/H_m)}$$

Donde:

l_m : longitud del muro

H_m : altura total del muro

δu : desplazamiento lateral inelástico en el nivel más alto del muro ($\delta u/H_m$ no deberá ser menor a 0.005)

C: Mayor profundidad del eje neutro utilizando la fuerza axial amplificada y el M_n consistente con el desplazamiento δu .

No obstante, el apartado 21.9.7.5. introduce un segundo criterio, que establece la necesidad de confinamiento en los extremos del elemento cuando la sollicitación de esfuerzo a compresión en la zona más alejada del elemento alcance un valor superior al 20 % de la resistencia última del concreto ($0.2f'_c$).

Los esfuerzos de compresión para la máxima fuerza de P_u y M_u serán:

$$\sigma = \frac{P_u}{b * L_m} + \frac{6 * M_u}{b * L_m^2}$$

De requerirse dichos elementos de borde, por cualquiera de los dos criterios, la longitud de confinamiento estará dada según la siguiente imagen:

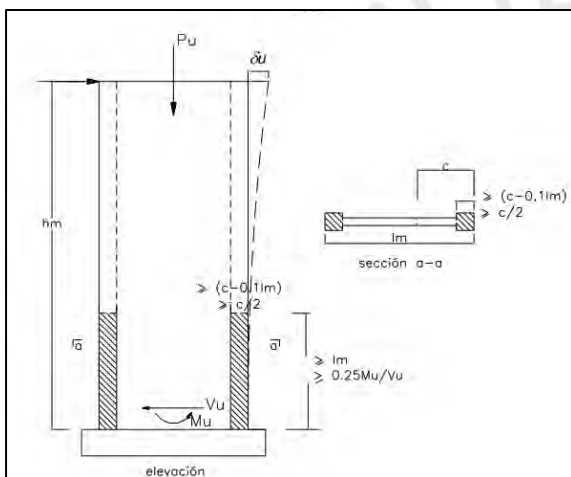


Figura 35 Longitud de confinamiento de placas

Nota. Tomado de "Apuntes del curso de Concreto Armado"

7.5. Diseño por flexocompresión

La determinación del refuerzo en el ala de la sección se realizó de acuerdo con las directrices del ACI 318-19, que establece que, para muros esbeltos (el caso de las placas de este diseño) la longitud mínima del núcleo de confinamiento debe ser $0.15 L_m$.

$$L_{\text{núcleo}} = 0.15 * L_m$$

7.6. Diseño por capacidad

Para el diseño por capacidad, el V_u de diseño será:

$$V_u = V_{ua} * \frac{M_n}{M_{ua}}$$

Donde:

V_{ua} : Cortante último de análisis

M_{ua} : Momento último de análisis

M_n : Momento nominal

M_n/M_{ua} : será como máximo el valor R adoptado para el análisis sísmico

7.7. Ejemplo de diseño de placa

Ejemplo de diseño – Placa 2 (0.25 x 4.00 m)

La placa por diseñar se ubica entre los ejes 7 y D-E.

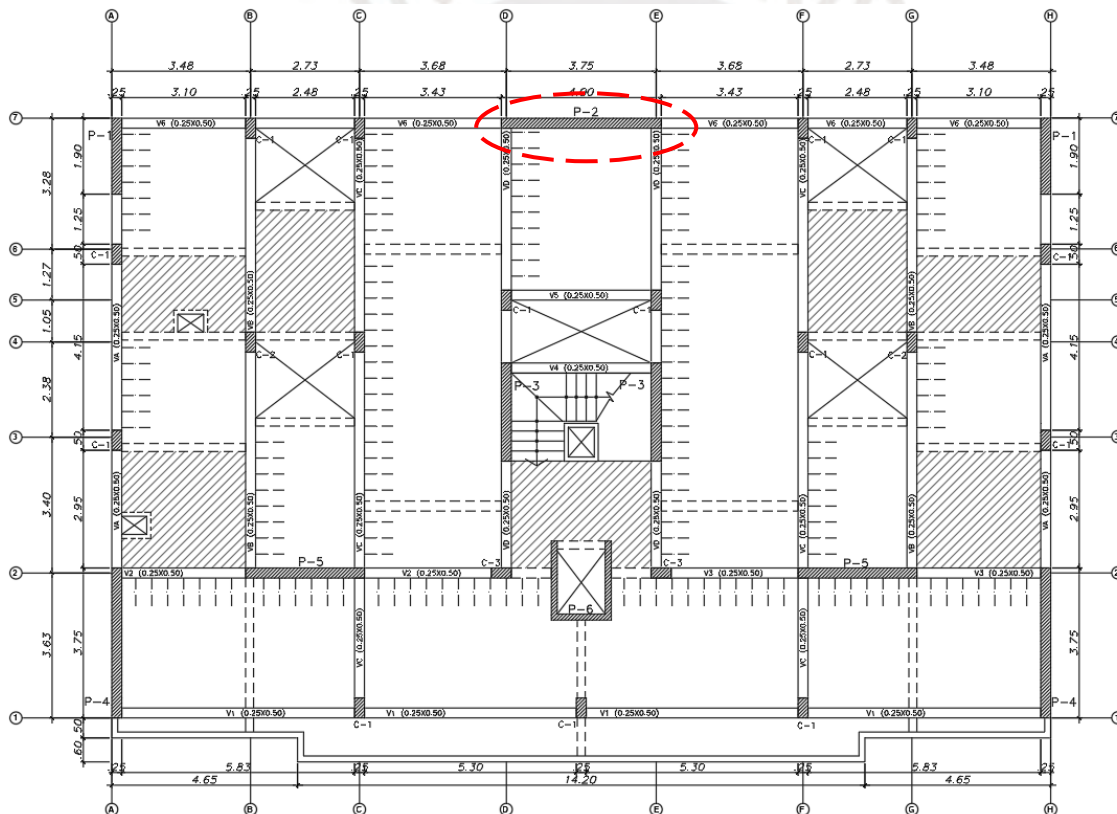


Figura 36 Ubicación en planta de la placa P-2

Así, se realizó el metrado de cargas:

Tabla 40 *Metrado de cargas para el piso típico: Placa P-2*

Carga muerta	Peso	Ancho (m)	Largo (m)	Altura (m)	Subtotal	
Peso propio	2.40	0.25	4.00	2.80	6.72	tonf
Viga	2.40	0.25	7.46	0.50	2.24	tonf
P. terminado vigas s/n tabique					0.00	tonf
P. terminado vigas c/n tabique	0.10	0.10	7.46	-	0.07	tonf
Tabique sobre aligerado	1.80	0.15	2.02	2.60	1.42	tonf
Tabiques en vigas	1.80	0.15	7.46	2.30	4.63	tonf
	Peso	Área				
Aligerado	0.30	14.02	-	-	4.21	tonf
Maciza	0.00	0.00	-	-	0.00	tonf
P. terminado Aligerado+Maciza	0.10	14.02	-	-	1.40	tonf
Tabique maciza	0.40	0.00	-	-	0.00	tonf
				CM	20.69	tonf

Carga Viva	Peso	Ancho (m)	Largo (m)	Altura (m)	Subtotal	
P. terminado vigas s/n tabique	0.00	0.00	0.00	-	0.00	tonf
P. terminado vigas c/n tabique	0.20	0.10	7.46	-	0.15	tonf
	Peso	Área				
P. terminado Aligerado+Maciza	0.20	14.02	-	-	2.80	tonf
				CV	2.95	tonf

Nota. Elaboración original

De acuerdo a las cargas efectuadas sobre la placa, se obtienen las siguientes fuerzas actuantes y las combinaciones propuestas por la norma.

Tabla 41 *Cargas axiales y momentos flectores: Placa P-2*

	BASE	P (ton)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
CM	MUERTA	-124.05	0.00	0.00	0.03	-0.04
CV	VIVA	-15.76	0.00	0.00	0.00	0.00
RSISXX	R.SISXX	0.01	80.55	0.00	0.00	629.96

Nota. Elaboración original

Tabla 42 *Combinación de cargas axiales y momentos flectores: Placa P-2*

COMBINACIONES	NOMENC.	P (ton)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
0.9CM+f.SISXX 0.9CM-f.SISXX	MSX MAX	-111.63	80.55	0.00	0.03	629.92
	MSX MIN	-111.65	-80.55	0.00	0.02	-630.00
1.25(CM+CV)+f.SISXX 1.25(CM+CV)-f.SISXX	MVSX MAX	-174.75	80.55	0.00	0.04	629.91
	MVSX MIN	-174.77	-80.55	0.00	0.03	-630.01
1.4CM+1.7CV	MV	-200.46	0.00	0.00	0.04	-0.06

Nota. Elaboración original

Se realizó la revisión de estabilidad (pandeo), obteniendo lo siguiente:

$$\emptyset Pn = 0.7 * 0.55 * 210 * (25 * 400) * \left(1 - \left(\frac{0.8 * 380}{32 * 25}\right)^2\right) = 691.75 \text{ tonf}$$

En este caso, la máxima carga axial es $P_u=200.46 \text{ ton}$, verificando la estabilidad por pandeo.

Se prosiguió con el diseño por cortante de la placa con la combinación de fuerzas se tiene:

$$V_u = 80.55 \text{ tonf}$$

Para el caso de análisis, es necesario comprobar si se trata de un muro esbelto para definir el coeficiente α :

1. $H_m = 6 * 2.80 = 16.80 \text{ m}$
2. $L_m = 4.00 \text{ m}$
3. Como: $H_m/L_m = 16.80/4.00 = 4.20 > 2 \rightarrow \alpha=0.53$

Entonces, la resistencia del concreto será:

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} * 25 * 0.8 * 400 = 61.44 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 52.23 \text{ tonf}$$

La resistencia al corte que se requiere por los estribos de refuerzo será:

$$V_s = \frac{80.55}{0.85} - 61.44 = 33.32 \text{ tonf}$$

La resistencia nominal y su límite son:

$$V_n = V_c + V_s = 61.44 + 33.32 = 94.76 \text{ tonf}$$

$$V_{nmax} = 2.6 * \sqrt{210} * 25 * 280$$

$$V_{nmax} = 263.74 \text{ ton} ; V_n < V_{nmax} (OK)$$

Además, se calculó el acero de refuerzo requerido en el alma:

$$V_u = 80.55 \text{ ton} > 0.27 * 52.23 = 14.10 \text{ tonf}$$

En consecuencia, se requerirán las siguientes cuantías de acero de refuerzo horizontal y vertical:

$$\rho_h = 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025$$

$$A_{hmin} = 0.0025 * 25 * 100 = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin} = 0.0025 * 25 * 100 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Esto equivale a colocar:

$$\text{horizontal} = 2 \text{ } \emptyset 3/8'' @ .20$$

$$\text{vertical} = 2 \text{ } \emptyset 3/8'' @ .20$$

Para realizar el diseño a flexocompresión, se calculó el acero de refuerzo requerido en los núcleos:

$$L_{\text{núcleo}} = 0.15 * 4.00 = 0.60 \text{ m}$$

Se realizaron las iteraciones respectivas obteniendo el siguiente armado:

$$A_{\text{núcleo}} = 0.25 * 0.60 = 1500 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{snúcleo}} = 4 \emptyset 1'' + 6 \emptyset 3/4'' = 37.44 \text{ cm}^2 \text{ (Ok)}$$

$$\rho_{\text{núcleo}} = 0.025 = 2.5\%$$

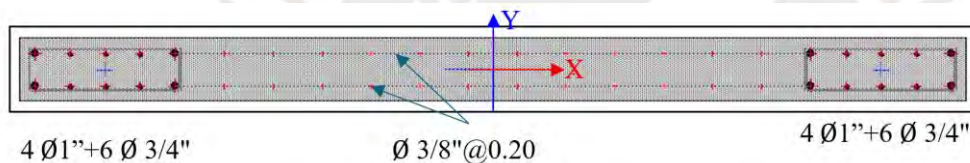


Figura 37 Diseño de placa 0.25x4.00m

Nota. Elaboración original

Con este armado, se obtiene sus respectivos diagramas de interacción y se verifica si las combinaciones de carga mostradas al inicio caen dentro de los límites que demarca dicho diagrama.

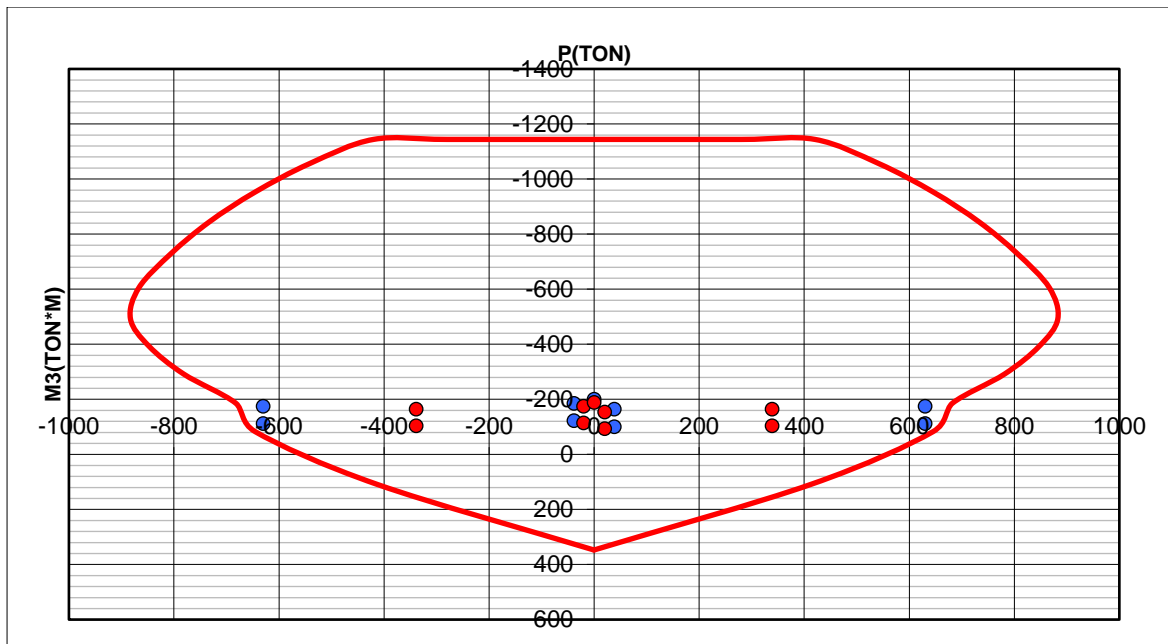


Figura 38 Verificación del diseño por flexocompresión en eje local X: placa P-2

Nota. Elaboración original

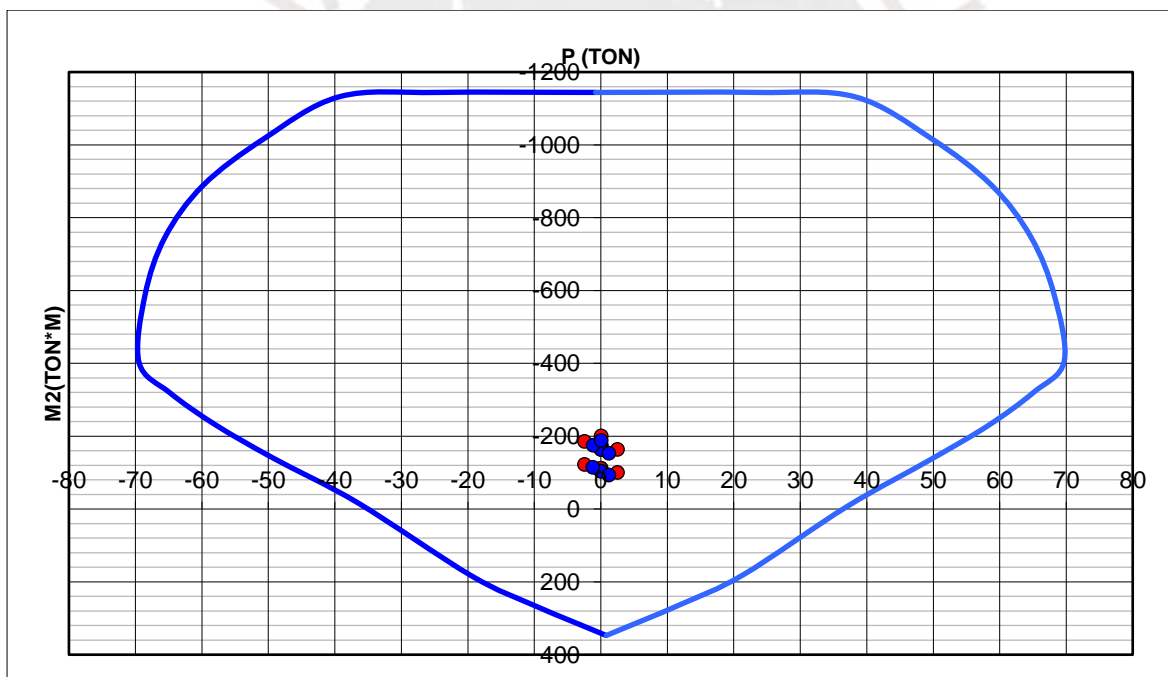


Figura 39 Verificación del diseño por flexocompresión en eje local Y: placa P-2

Nota. Elaboración original

Las combinaciones de carga analizadas se ubican dentro de los límites definidos por el diagrama de interacción, lo que permite concluir que la sección cumple con los requisitos para la cuantía adoptada. Asimismo, cabe señalar que los resultados obtenidos son coherentes puesto

que su dirección longitudinal esperaba tener esfuerzos de flexocompresión y fuerza cortante en mayor magnitud.

Se comprobó la necesidad de usar núcleos de confinamiento, para este caso de análisis:

$$\delta u = 17.439 * 0.75 * 6 = 78.476 \text{ mm} = 0.078476 \text{ m}$$

$$\frac{\delta u}{Hm} = \frac{0.078476 \text{ m}}{17.8 \text{ m}} = 0.0044$$

Por lo tanto, se usará el valor límite de 0.005.

$$C \geq \frac{4.00 \text{ m}}{600(0.005)} = 1.33 \text{ m}$$

Mediante un procedimiento iterativo, se calculará el valor del eje neutro C considerando la configuración del armado propuesto en el capítulo 5. El valor de C obtenido es de 0.73m, el cual es menor al valor propuesto por la norma, por cual, en primera instancia se podría decir que no se necesitan núcleos confinados.

Para la placa en cuestión, los esfuerzos de compresión para la máxima fuerza de Pu y Mu serán:

$$\sigma = \frac{174.75}{0.25 * 4.00} + \frac{6 * 629.91}{0.25 * 4.00^2} = 1119.62 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Se evidencia que los esfuerzos de compresión calculados sobrepasan al valor límite de $0.2f'c = 0.2 * 2100 = 420 \text{ ton/m}^2$, por ello, los elementos de borde sí necesitarán el confinamiento. Asimismo, el confinamiento se hará en toda su altura, esto debido a facilidad constructiva y el aporte que brinda para soportar las grandes cargas de compresión.

Se aplicó el diseño por capacidad, presentando los valores correspondientes de la cortante por capacidad (Vu) la demanda de resistencia requerida (Vs) y el espaciamiento máximo calculado para 2 mallas de 3/8" (S), considerando las distintas combinaciones de carga.

Tabla 43 Cortante por capacidad, momento nominal y espaciamiento requerido: placa 2

	P (tonf)	V _{ua} (tonf)	M _{ua} (tonf-m)	M _n (tonf-m)	$\frac{M_n}{M_{ua}}$	V _u (tonf)	V _s (tonf)	S (cm)
0.9CM+f.SISXX	111.63	80.55	629.92	800.00	1.27	102.30	58.91	32.39
0.9CM-f.SISXX	111.65	80.55	630.00	800.00	1.27	102.29	58.90	32.40
1.25(CM+CV)+f.SISXX	174.75	80.55	629.91	850.00	1.35	108.70	66.44	28.72
1.25(CM+CV)-f.SISXX	174.77	80.55	630.01	850.00	1.35	108.68	66.42	28.73

Nota. Elaboración original

Es importante señalar que se analizaron únicamente los casos que involucran el sismo en la dirección X, dado que estos generan las mayores fuerzas sobre el elemento evaluado. En todos los casos evaluados, el valor la relación M_n/M_{ua} está por debajo del valor del coeficiente R (6) adoptada para el análisis sísmico. Asimismo, el espaciamiento máximo calculado es de 28.72cm, mientras que en el capítulo 3 se estableció este valor máximo igual a 20. En consecuencia, se opta por mantener el espaciamiento en 20cm.

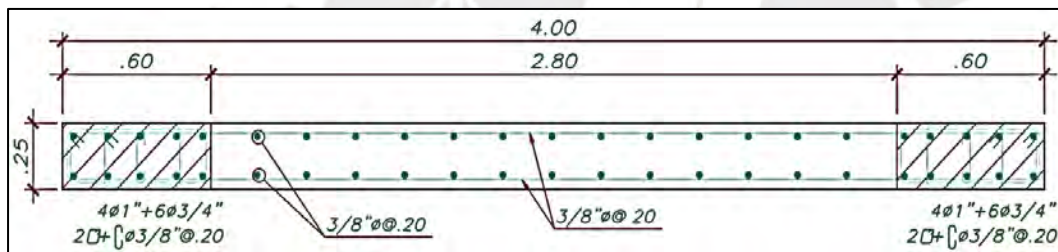


Figura 40 Esquema de armado final del refuerzo para el primer piso: placa P-2

Nota. Elaboración original

Capítulo 8. Diseño de Cimentaciones

De acuerdo con Harmsen (2002), las cimentaciones cumplen la siguiente función estructural: transferencia de cargas provenientes de los elementos verticales (columnas y muros) hacia el terreno. Dado que la capacidad resistente del terreno (suelo) está por debajo en comparación con la resistencia del concreto, estas estructuras presentan un área mayor que la de los elementos verticales que soportan, lo cual permite una distribución más amplia de las cargas, y consecuencia, una reducción de los esfuerzos aplicados al terreno.

Según el CISMID, el distrito de San Miguel se encuentra en una zona de afloramiento rocoso con estratos de grava. Complementado con lo presentado por Harmsen (2002), se asumirá una carga admisible $q_s=4 \text{ kg/cm}^2$, $D_f=1.50\text{m}$ y peso específico del terreno igual a 2.00 tonf/m^3 .

A partir de los datos mencionados, se definirá el tipo de cimentación superficial más adecuado. Esto se hará en dos etapas: el dimensionamiento en planta y, posteriormente, el diseño estructural de la cimentación.

1. Dimensionamiento en planta:

- Se usarán cargas en servicio, para lo cual se reducirán las cargas de sismo en un 80%.
- Se incrementará la carga en un 5 % con el fin de incluir el efecto del peso propio de la cimentación.
- Se reducirá la capacidad admisible en un 10%.

2. Dimensionamiento de la cimentación propiamente dicha

- Se considerarán cargas amplificadas utilizando coeficientes conservadores: 1.6 para cargas de gravedad y 1.25 para cargas de sismo. Se usará el mayor de ambos.
- Se efectuará la evaluación por punzonamiento con el propósito de establecer el peralte necesario de la cimentación, considerando la longitud de anclaje de las armaduras verticales de la columna conforme a lo establecido en en la Norma E.060.
- Se hará un diseño por fuerza cortante.

- Se hará un diseño por flexión en ambas direcciones y de forma independiente.

8.1. Dimensionamiento por presión admisible

Para definir las dimensiones en planta de la zapata, el capítulo 15 de la norma E.060 establece que las cargas transmitidas al terreno deben ser las de servicio (no amplificadas). Estas no deben superar la capacidad portante admisible del suelo. Adicionalmente, se contempla el peso propio del cimiento (zapata) y del material de relleno (terreno) dispuesto sobre ella, estimando entre un 5 y 10% adicional respecto a las cargas de servicio. En cuanto a las cargas sísmicas, se permite un incremento del 30% de la presión admisible. Asimismo, conforma lo señala la norma E.030, las cargas sísmicas obtenidas del análisis estructural pueden reducirse en un 80%, ya que están definidas en términos de resistencia. Con estos criterios, se establecen las siguientes ecuaciones de cálculo del área de la zapata.

$$\frac{1.05(P_{CM} + P_{CV})}{\text{Área zapata}} \leq \sigma_{adm}$$

$$\frac{1.05(P_{CM} + P_{CV}) + P_s}{\text{Área zapata}} \leq 1.3 * \sigma_{adm}$$

Al obtener el área de la zapata, se determinan las dimensiones de los lados de la zapata, procurando que los volados de la zapata sean iguales (o de valores cercanos). Con estos valores, se lleva a cabo la verificación del esfuerzo transmitido al terreno:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6 * M_{xx}}{L_x * L_y^2} \pm \frac{6 * M_{yy}}{L_y * L_x^2}$$

Se debe verificar que el esfuerzo de la zapata no exceda el esfuerzo admisible y que no reciba esfuerzos por tracción. Si alguno de estos requerimientos no se cumple, deberá realizarse una distribución de esfuerzos triangulares.

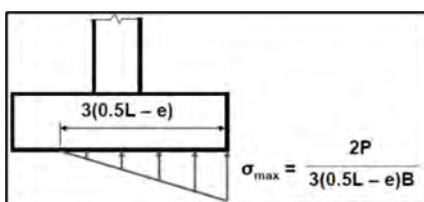


Figura 41 Distribución de esfuerzos en zapata

Nota. Tomado de “Diseño de Estructuras de Concreto Armado”, por Harmsen, 2002

El esfuerzo en cada dirección de análisis se calculará de la siguiente manera:

$$\sigma_{xx} = \frac{2P}{3L_y \left(\frac{L_y}{2} - \frac{M_{xx}}{P} \right)}$$

$$\sigma_{yy} = \frac{2P}{3L_x \left(\frac{L_x}{2} - \frac{M_{yy}}{P} \right)}$$

Finalmente, la reacción considerada en condiciones últimas de servicio será amplificada con un factor de 1.6 para las cargas de gravedad y 1.25 para las cargas sísmicas.

8.2. Verificación por punzonamiento

El diseño por punzonamiento considera que la cimentación actúa como una losa bidireccional. Para empezar, se asume un peralte “d” que no debe ser menor a la longitud de anclaje de aceros verticales de la columna más el recubrimiento de 7.5cm, y cumplir los requerimientos de corte sin emplear el acero de refuerzo, esto es, garantizar que $\phi V_c > V_u$.

El valor de V_u se calculará considerando una sección crítica a una distancia “d/2” desde la cara del elemento vertical (columna o muro) que transmite la carga a la cimentación.

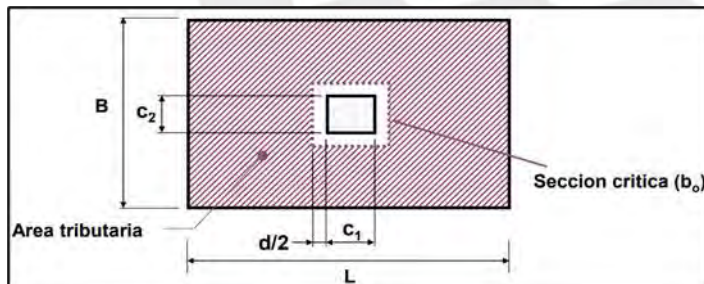


Figura 42 Área crítica de falla por punzonamiento

Nota. Tomado de “Cimentaciones Superficiales y Cimentaciones Profundas”, por Blanco, 1991

$$V_u = \sigma_u * \text{Área tributaria}$$

$$b_o = 2c_1 + 2c_2 + 4d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

8.3. Verificación de fuerza cortante

En el análisis por esfuerzo cortante se asume que la cimentación se comporta estructuralmente de manera análoga a una viga. En este caso más que un diseño desde cero se

procederá a verificar el peralte definido en el diseño por punzonamiento, incrementándolo si no cumple con los requisitos. Asimismo, se debe garantizar que $\phi V_c > V_u$, considerando una sección crítica situada a una distancia “d” medida desde la cara de la columna o del muro.

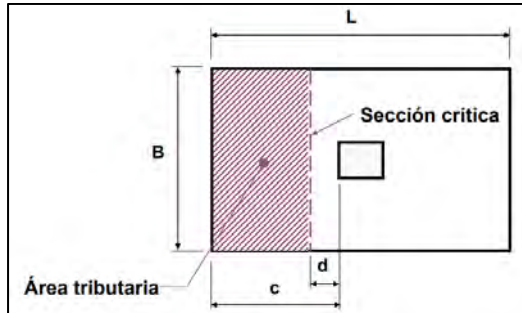


Figura 43 Área crítica de falla por corte

Nota. Tomado de “Cimentaciones Superficiales y Cimentaciones Profundas”, por Blanco, 1991

$$V_u = \sigma_u * \text{Área tributaria}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'_c} * B * d$$

8.4. Diseño por flexión

Durante el análisis por flexión, los bordes de la zapata se considerarán como secciones en voladizo respecto al eje central. Por esto, se analizará como un elemento sometido a esfuerzos de tracción resistidos por una armadura en ambas direcciones (X e Y). Esta sección de análisis se representa en la siguiente figura:

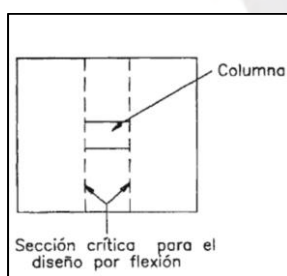


Figura 44 Esquema del área crítica de falla por solicitaciones de flexión

Nota. Tomado de “Diseño de Estructuras de Concreto Armado”, por Harmsen, 2002

La resistencia demandada para cada dirección se determina utilizando las ecuaciones que se presentan a continuación

$$M_{u_{xx}} = \sigma_{uxx} * \frac{L \text{volado}_x^2}{2}$$

$$Mu_{xx} = \sigma_{uyy} * \frac{L_{volado}_y^2}{2}$$

El acero de refuerzo mínimo se calcula como una losa maciza:

$$A_{smin} = 0.0018bh$$

8.5. Diseño de zapata aislada

8.5.1. Ejemplo de diseño de zapata aislada

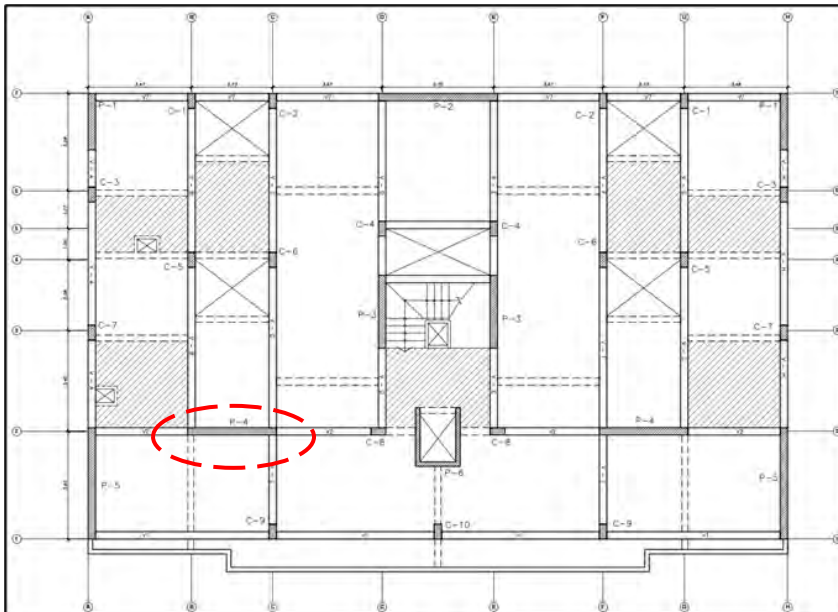


Figura 45 Planta de primer piso: ubicación de la placa 5

Nota. Elaboración original

Se detalla a continuación las cargas aplicadas derivadas del análisis del modelo tridimensional. Es importante tener en cuenta que, MmX y MmY se asocian a los momentos inducidos por el peso de la carga muerta en la dirección X e Y; MvX y MvY , momentos por carga viva en X e Y; y MsX y MsY , momentos por carga sísmica en X e Y. Además, las cargas sísmicas ya presentan la reducción del 20%.

Tabla 44 Cargas que recibe la zapata aislada

CARGAS DE GRAVEDAD (ton y m)			
Pm	172.62	Pv	33.53
MmX	-0.67	MvX	-0.11
MmY	-0.38	MvY	-0.10
CARGAS DE SISMO (ton y m)			
Psx	-28.36	Psy	5.78
MsX	239.52	MsY	2.02

Nota. Elaboración original

Dimensionamiento por presión admisible

$$\text{Área} = \frac{1.05 * (172.62 + 33.53) \text{ ton}}{0.90 * 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}} = 6.013\text{m}^2$$

$$\text{Volados} = 0.60 \text{ m}$$

Como la placa es de 2.97 x 0.25 m, la zapata será de 4.15 x 1.45 m. Sin embargo, al realizar un análisis iterativo, se obtuvo que la medida de los volados debería ser de 1.00m (zapata de 4.95x2.25m) para cumplir con las presiones admisibles debido a la gran cantidad de momento flector que tomaba la placa. Asimismo, se calculó el peso propio de la zapata en combinación con el peso del terreno sobre ella, asumiendo un peralte inicial hz=0.60 m.

Tabla 45 Longitud de volados y dimensiones finales de la zapata

Volados (m)	0.99	1.00	H_z (m)	0.6
L_x (m)	4.95		Vol (m³)	6.68
L_y (m)	2.25		P_{zap}	16.04
Azap (m²)	11.14		Pterreno	18.71

Nota. Elaboración original

- Verificación por cargas de gravedad

$$\sigma = \frac{P_{total}}{A} \pm \frac{6 * (MmX + MvX)}{Lx^2 * Ly} \pm \frac{6 * (MmY + MvY)}{Lx * Ly^2}$$

$$\sigma = \frac{240.89 \text{ tonf}}{11.14 \text{ m}^2} \pm \frac{6 * (-0.67 - 0.11)\text{tonf} * \text{m}}{4.95^2 * 2.25} \pm \frac{6 * (-0.38 - 0.11)\text{tonf} * \text{m}}{4.95 * 2.25^2}$$

$$\sigma_{min} = 21.43 \text{ tonf}$$

$$\sigma_{max} = 21.83 \text{ tonf}$$

- Evaluación bajo cargas de gravedad más acciones sísmicas en la dirección X:

$$\sigma = \frac{P_{total} \pm P_{sismoX}}{A} \pm \frac{6 * (MmX + MvX \pm MsX)}{Lx^2 * Ly}$$

$$\sigma = \frac{(240.89 \pm 28.36) \text{ tonff}}{11.14 \text{ m}^2} \pm \frac{6 * (-0.67 - 0.11 \pm 239.52)\text{tonf} * \text{m}}{4.95^2 * 2.25}$$

$$\sigma_{max} = 45.07 \text{ ton y } \sigma_{max} = 50.41 \text{ tonf}$$

$$\sigma_{min} = -6.90 \text{ ton y } \sigma_{min} = -1.98 \text{ tonf}$$

Se observa que existen tracciones, por lo cual se procederá a utilizar la teoría de redistribución de esfuerzos triangular:

$$P_{total} = 240.89 - 28.36 = 212.53 \text{ ton}$$

$$M_{total} = -0.67 - 0.11 + 239.52 = 238.74 \text{ ton} * m$$

$$P_{total} = 240.89 + 28.36 = 269.25 \text{ ton}$$

$$M_{total} = -0.67 - 0.11 - 239.52 = -240.3 \text{ ton} * m$$

$$e^+ = \frac{238.74}{212.53} = 1.12m \rightarrow \sigma_+ = \frac{2 * 212.53}{3 * 2.25 * \left(\frac{4.95}{2} - 1.12\right)} = 46.47 \text{ ton/m}^2$$

$$e^- = \frac{-240.30}{269.25} = -0.89m \rightarrow \sigma_- = \frac{2 * 269.25}{3 * 2.25 * \left(\frac{4.95}{2} - 0.89\right)} = 50.41 \text{ ton/m}^2$$

- Evaluación baja cargas de gravedad más acciones sísmicas en la dirección Y:

$$\sigma = \frac{P_{total} \pm P_{sismoY}}{A} \pm \frac{6 * (MmY + MvY + MsY)}{Lx * Ly^2}$$

$$\sigma = \frac{(240.89 + 5.78) \text{ ton}}{11.14 \text{ m}^2} \pm \frac{6 * (-0.38 - 0.10 + 2.02) \text{ ton} * m}{4.95 * 2.25^2}$$

$$\sigma_{max} = 22.51 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \text{ y } \sigma_{max} = 21.70 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{min} = 21.77 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \text{ y } \sigma_{min} = 20.51 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Con las dimensiones establecidas, se verifica que se cumplen con los límites de presión (Por cargas de gravedad y sismo), lo que permite validar dichas dimensiones y continuar con el proceso de diseño. Asimismo, notamos que la zapata está gobernada por fuerzas sísmica, por lo que la reacción última de diseño será $1.25 \text{ veces } 50.41 \text{ tonf/m}^2 = 63.01 \text{ tonf/m}^2$.

Verificación por punzonamiento

Debido a la longitud del elemento, se considerará un peralte de 80 cm.

- $A_0 = (2.97 + d) * (0.25 + d) = (2.97 + 0.70)(0.25 + 0.70) = 3.49m^2$

$$b_0 = 2 * (2.97 + 0.25 + 2d) = 2 * (2.97 + 0.25 + 2 * 0.70) = 9.24m$$

$$\beta = \frac{2.97}{0.25} = 11.88$$

- $Vu = 63.01 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * (4.95 * 2.25 - 3.49) = 481.87 \text{ ton}$

- $\emptyset Vc = 0.85 * 1.06\sqrt{210} * 924 * 70 = 844 \text{ ton}$

$$\emptyset Vc = 0.85 * \left(1 + \frac{2}{11.88}\right) * (0.53 * \sqrt{f'c} * 924 * 70) = 493.3 \text{ ton}$$

$$\emptyset Vc = 0.85 * \left(2 + \frac{40 * 50}{924}\right) * (0.27 * \sqrt{f'c} * 924 * 70) = 1082.1 \text{ ton}$$

Se verifica el cumplimiento de la condición $\emptyset Vc > Vu$.

Diseño por cortante

$$Vu = 63.01 * (0.99 - 0.70) * 2.25 = 41.11 \text{ ton}$$

$$\emptyset Vc = 0.85 * 0.53\sqrt{210} * 225 * 70 = 102.8 \text{ ton}$$

Se verifica el cumplimiento de la condición $\emptyset Vc > Vu$.

Diseño por flexión

La cuantía mínima para 1m de ancho será igual a $0.0018 * 60 * 100 = 10.8 \text{ cm}^2$

Para ambas direcciones de análisis, se presenta en la siguiente tabla el requerimiento de acero:

Tabla 46 *Momento último y acero requerido: dirección X e Y*

Dirección X			Dirección Y		
Volado	99	cm	Volado	100	cm
b	100	cm	b	100	cm
Mu	30.88	ton-m	Mu	31.51	ton-m
Asreque	17.02	cm ²	Asreque	17.38	cm ²

Nota. Elaboración original

Se verifica que la cuantía de acero necesaria supera al valor mínimo establecido, por lo tanto el diseño se ajustará para cumplir con la cuantía necesaria. Para ello, se utilizarán aceros de 3/4", obteniendo la siguiente separación:

$$\text{Dirección X} = \frac{2.84}{17.02} = 0.167\text{m} = 15\text{cm}$$

$$\text{Dirección Y} = \frac{2.84}{17.38} = 0.163\text{m} = 15\text{cm}$$

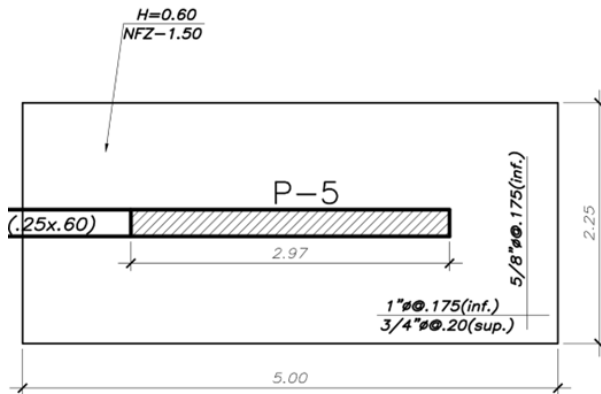


Figura 46 Esquema de armado final del acero – zapata aislada

Nota. Elaboración original

8.6. Diseño de zapata combinada

8.6.1. Ejemplo de diseño de zapata combinada

Como ejemplo se realizará el diseño de la zapata combinada ubicada en la zona de la caja de ascensor más dos columnas adyacentes entre los ejes C-D y el eje 2.

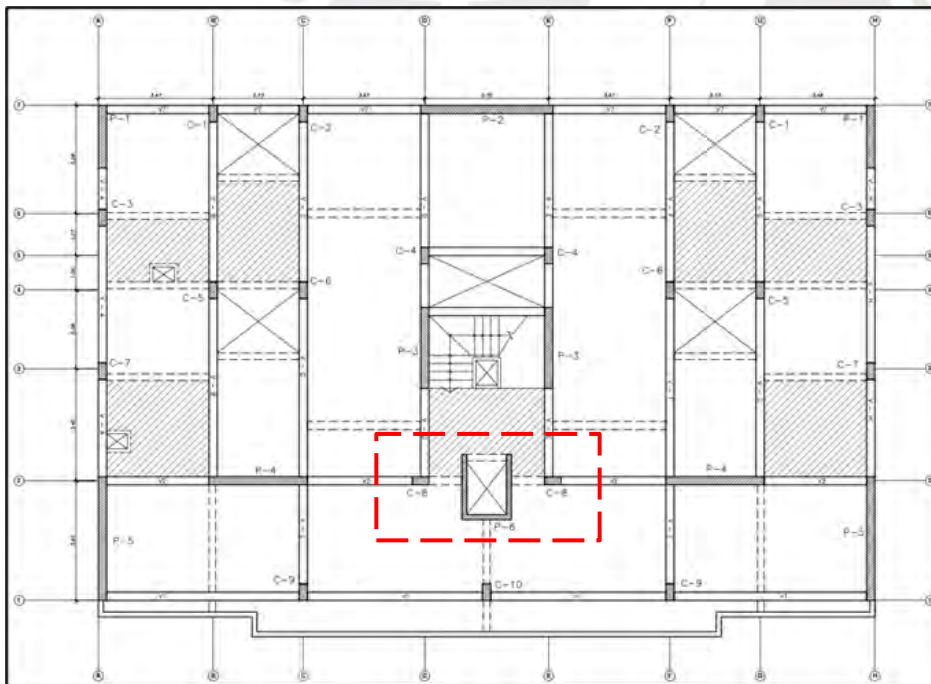


Figura 47 Esquema ubicación de la placa del ascensor y las columnas

Nota. Elaboración original

A continuación, se muestran las cargas actuantes sobre las columnas y la placa del ascensor obtenidas del análisis del modelo tridimensional. Es importante señalar que las cargas sísmicas consideradas ya incorporan la reducción del 20%.

Tabla 47 Cargas recibidas por la zapata combinada: placa y las columnas

Columna C-3 (1)				Placa P-6				Columna C-3 (2)			
Cargas de gravedad (ton y m)				Cargas de gravedad (ton y m)				Cargas de gravedad (ton y m)			
Pm	31.04	Pv	7.54	Pm	76.41	Pv	13.12	Pm	31.03	Pv	7.54
MmX	0.20	MvX	0.05	MmX	-0.01	MvX	0.00	MmX	-0.20	MvX	-0.05
MmY	-0.04	MvY	-0.01	MmY	-0.37	MvY	-0.85	MmY	-0.04	MvY	-0.01
Cargas de sismo (ton y m)				Cargas de sismo (ton y m)				Cargas de sismo (ton y m)			
Psx	27.23	Psy	-10.96	Psx	0.00	Psy	5.78	Psx	-27.22	Psy	-10.91
MsxX	2.59	MsxY	0.01	MsxX	144.01	MsxY	-0.14	MsxX	2.59	MsxY	0.01
MsyX	0.15	MsyY	0.30	MsyX	-178.86	MsyY	8.06	MsyX	0.15	MsyY	0.30

Nota. Elaboración original

Asimismo, se calculó el centro geométrico de la figura compuesta para posteriormente obtener los brazos de palancas como se muestra en la siguiente figura, los cuales ayudarán a calcular el sistema equivalente reducido a dicho centro geométrico.

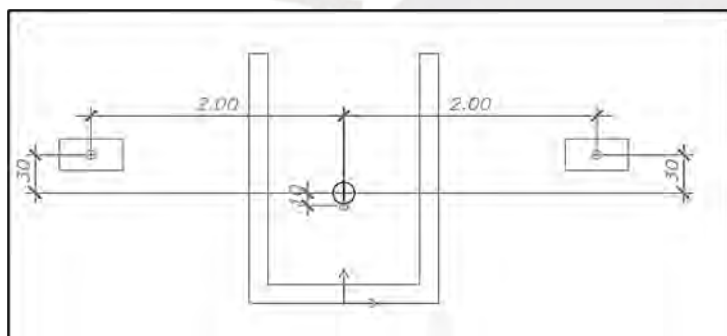


Figura 48 Distancias al centroide de la zapata: brazos de palanca

Nota. Elaboración original

Tabla 48 Cargas trasladadas al centroide: sistema equivalente

Cargas de gravedad trasladadas (ton y m)			
Pm	138.48	Pv	28.19
MmX	-0.02	MvX	0.00
MmY	-10.68	MvY	-2.38
Cargas de sismo trasladadas (ton y m)			
Psx	0.00	Psy	-22.69
MsX	40.30	MsY	-136.02

Nota. Elaboración original

Con la finalidad de tener volados simétricos se realizó un primer predimensionamiento, obteniendo una zapata de 5.70 x 3.18m.

Tabla 49 Dimensiones finales de la zapata combinada

Lx (m)	5.70	Vol (m3)	10.88
Ly (m)	3.18	Pzap	26.10
Azap (m2)	18.126	Pterreno	30.79

Nota. Elaboración original

Verificación por cargas de gravedad

$$\sigma = \frac{P_{total}}{A} \pm \frac{6 * (MmX + MvX)}{Lx^2 * Ly} \pm \frac{6 * (MmY + MvY)}{Lx * Ly^2}$$

$$\sigma = \frac{223.56 \text{ ton}}{18.126 \text{ m}^2} \pm \frac{6 * (0.02 + 0.00) \text{ ton} * \text{m}}{5.70^2 * 3.18} \pm \frac{6 * (10.68 + 2.38) \text{ ton} * \text{m}}{4.95 * 2.25^2}$$

$$\sigma_{min} = 10.97 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \qquad \sigma_{max} = 13.69 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

- Evaluación bajo cargas de gravedad más las acciones sísmicas en la dirección X:

$$\sigma = \frac{P_{total} \pm P_{sismoX}}{A} \pm \frac{6 * (MmX + MvX \pm MsX)}{Lx^2 * Ly}$$

$$\sigma = \frac{(223.56 \pm 0.00) \text{ ton}}{18.126 \text{ m}^2} \pm \frac{6 * (0.02 + 0.00 \pm 40.30) \text{ ton} * \text{m}}{5.70^2 * 3.18}$$

$$\sigma_{max} = 14.68 \text{ ton} \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \qquad \sigma_{min} = 9.99 \text{ ton} \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

- Evaluación bajo cargas de gravedad más las acciones sísmicas en la dirección Y:

$$\sigma = \frac{P_{total} \pm P_{sismoY}}{A} \pm \frac{6 * (MmY + MvY + MsY)}{Lx * Ly^2}$$

$$\sigma = \frac{(223.56 \pm 22.69) \text{ ton}}{18.126 \text{ m}^2} \pm \frac{6 * (10.68 + 2.38 \pm 136.02) \text{ ton} * \text{m}}{5.70 * 3.18^2}$$

$$\sigma_{max} = 26.60 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \text{ y } \sigma_{max} = 26.38 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{min} = 0.786 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \text{ y } \sigma_{min} = -4.44 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Se observa que existen tracciones, por lo cual se procederá a utilizar la teoría de redistribución de esfuerzos triangular:

$$P_{total} = 223.56 - 22.69 = 200.87 \text{ ton}$$

$$M_{total} = 10.68 + 2.38 + 136.02 = 149.08 \text{ ton} * \text{m}$$

$$P_{total} = 223.56 + 22.69 = 246.25 \text{ ton}$$

$$M_{total} = 10.68 + 2.38 - 136.02 = -122.96 \text{ ton} * \text{m}$$

$$e^+ = \frac{149.08}{200.87} = 0.742m \rightarrow \sigma_+ = \frac{2 * 200.87}{3 * 5.70 * \left(\frac{3.18}{2} - 0.74\right)} = 27.70 \frac{ton}{m^2}$$

$$e^- = \frac{-122.96}{246.25} = -0.50m \rightarrow \sigma_- = \frac{2 * 246.25}{3 * 5.70 * \left(\frac{3.18}{2} - 0.50\right)} = 26.41 \frac{ton}{m^2}$$

Se nota que, para las dimensiones asumidas, se cumplen con los límites de presión admisible generadas por cargas de gravedad y sísmicas, por lo cual las medidas son correctas para continuar con el diseño. Asimismo, se observa que el comportamiento de la zapata está condicionado principalmente por fuerzas sísmicas, por lo que la reacción última de diseño es $1.25 * 27.70 \text{ ton/m}^2 = 34.625 \text{ ton/m}^2$.

El programa SAP2000 será empleado para determinar las fuerzas cortantes y los momentos flectores derivados de la reacción última de diseño, tal como se aprecia en la siguiente figura:

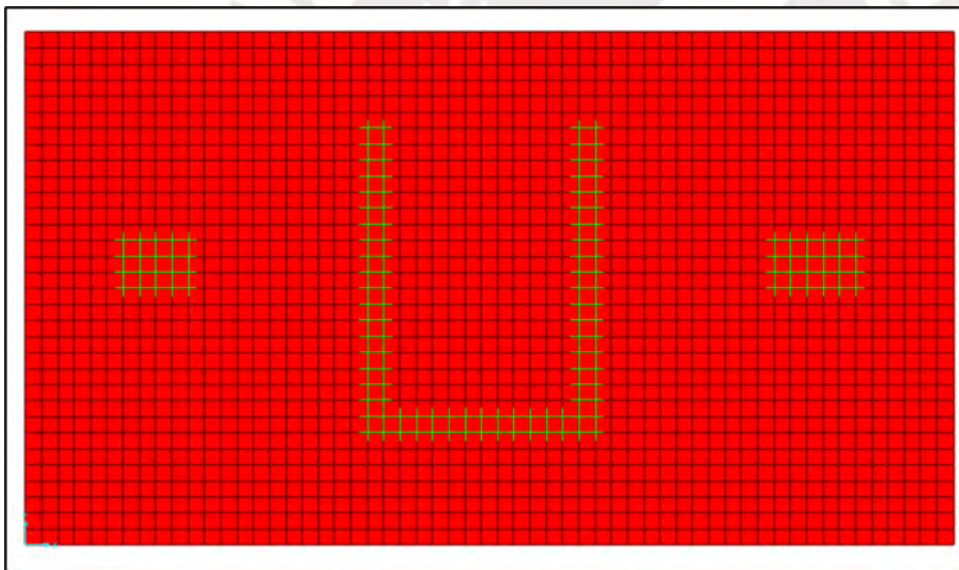


Figura 49 Imagen del modelado en SAP2000 - zapata combinada

Nota. Elaboración original

Verificación por punzonamiento

El valor máximo de la fuerza cortante máxima, obtenido del análisis en SAP2000, medida a una distancia $d/2$ (25cm) desde la cara de las columnas y la placa, es de $V_u=60.85 \text{ ton}$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06\sqrt{210} * 100 * 50 = 65.28 \text{ ton}$$

Se verifica que $\phi V_c > V_u$

Diseño por cortante

Adicionalmente, el valor máximo de la fuerza cortante, obtenido del análisis en SAP2000, medida a una distancia d (50cm) desde la cara de las columnas y la placa, es de $V_u=36.89$ ton.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53\sqrt{210} * 100 * 50 = 32.64 \text{ ton}$$

Se observa que $\phi V_c < V_u$, por lo tanto, se deberá aumentar el peralte a 70cm. Con ello, $\phi V_c = 39.17$ ton.

Diseño por flexión

La cuantía mínima para 1m de ancho será igual a $0.0018 \times 70 \times 100 = 10.8 \text{ cm}^2$.

En la tabla 50 se detallan las cantidades del refuerzo requerido correspondiente a las dos direcciones evaluadas:

Tabla 50 *Momento último, y acero requerido positivo y negativo: dirección X e Y*

Dirección X inferior			Dirección Y inferior		
Mu	22.18	ton-m	Mu	28.64	ton-m
Asreque	12.08	cm ²	Asreque	15.75	cm ²
Dirección X superior			Dirección Y superior		
Mu	0.00	ton-m	Mu	0.00	ton-m
Asreque	0.00	cm ²	Asreque	0.00	cm ²

Nota. Elaboración original

De acuerdo con la cantidad de acero requerido en la parte superior e inferior, se realizará el siguiente armado:

$$\text{Dirección X} = \frac{2.84}{9.975} = 0.225\text{m} = 20\text{cm} (\phi 3/4" @ 225 \text{ inf})$$

$$\text{Dirección Y} = \frac{2.84}{15.72} = 0.18\text{m} = 18\text{cm} (\phi 3/4" @ 17.5 \text{ inf})$$

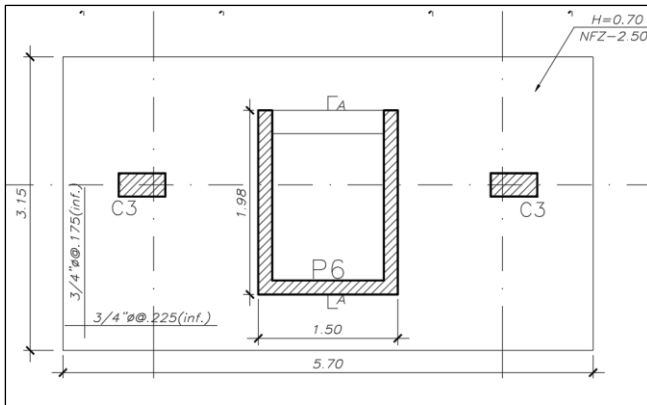


Figura 50 Esquema de armado final del acero – zapata combinada

Nota. Elaboración original

8.7. Diseño de las dimensiones y refuerzo de zapata conectada

8.7.1. Ejemplo del diseño de la zapata conectada

Como ejemplo se realizará el diseño de la zapata conectada correspondiente a las columnas ubicadas sobre el eje C, y entre los ejes 4 y 7.

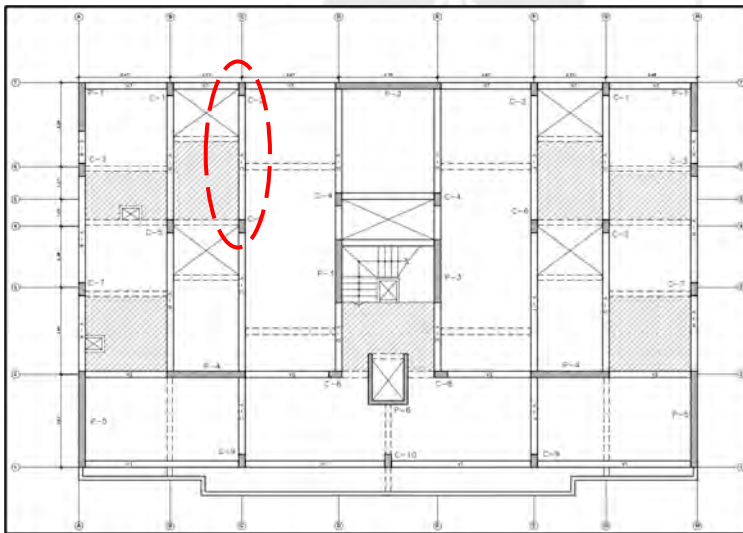


Figura 51 Ubicación en planta de la zapata conectada

Nota. Elaboración original

Se detalla en la tabla 51 las cargas aplicadas derivadas del análisis del modelo tridimensional. Es importante tener en cuenta que, MmX y MmY corresponden a los momentos generados por carga muerta en la dirección X e Y; MvX y MvY , momentos por carga viva en X e Y; y MsX y MsY , momentos por carga sísmica en X e Y. Además, las cargas sísmicas ya presentan la reducción del 20%.

Tabla 51 Cargas que recibe de la columna C-7

Cargas de gravedad (tonf y m)			
Pm	42.82	Pv	6.44
MmX	0.00	MvX	0.01
MmY	0.98	MvY	0.20
Cargas de sismo (ton y m)			
Psx	-13.94	Psy	6.06
MsX	0.92	MsY	1.53

Nota. Elaboración propia

Tabla 52 Cargas que recibe de la columna 4-C

Cargas de gravedad (tonf y m)			
Pm	81.77	Pv	16.43
MmX	0.03	MvX	0.00
MmY	0.01	MvY	0.02
Cargas de sismo (ton y m)			
Psx	2.37	Psy	-3.42
MsX	0.34	MsY	1.76

Nota. Elaboración propia

Dimensionamiento por presión admisible

$$\text{Área}_{zapata 1} = \frac{1.20 * (42.82 + 6.44) \text{ ton}}{0.90 * 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}} = 1.64\text{m}^2$$

$$\text{Área}_{zapata 2} = \frac{1.20 * (81.77 + 16.43) \text{ ton}}{0.90 * 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}} = 2.78\text{m}^2$$

$$\text{Volados} = 0.65 \text{ m}$$

Como la columna 7-C es de 0.25x0.50 m, su zapata será de 1.55 x 1.15 m. Por otro lado, la columna 4-C con las mismas medidas, tendrá una zapata de 1.55 x 1.80 m.

- Verificación por cargas de gravedad en la dirección longitudinal:

Se realizó una idealización como la mostrada en la figura 52 para obtener las reacciones RA y RB correspondientes a las zapatas de las columnas 7-C y 4-A respectivamente.

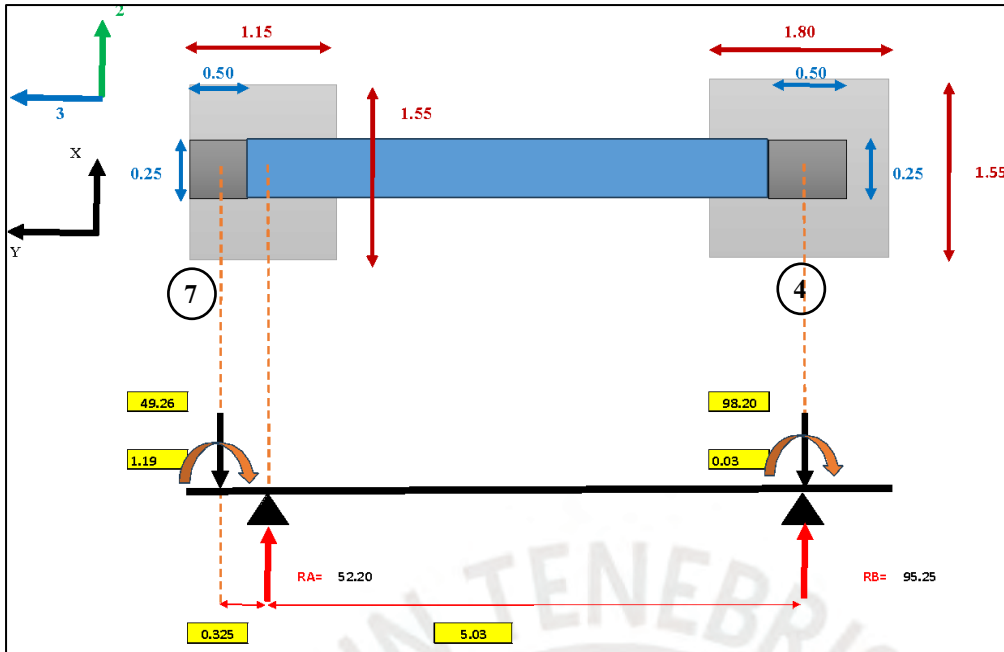


Figura 52 Esquema de cargas actuantes en la viga de cimentación

Nota. Elaboración original

Tabla 53 Esfuerzos actuantes en cada zapata: dirección longitudinal

	Zapata 7-C	Zapata 4-C
Expresión	$\frac{1.05 * RA}{A} \pm \frac{6 * (MmX + MvX)}{Lx^2 * Ly}$	$\frac{1.05 * RB}{A} \pm \frac{6 * (MmX + MvX)}{Lx^2 * Ly}$
Operación	$\frac{(1.05 * 52.20) \text{ ton}}{(1.15 * 1.55) \text{ m}^2} \pm \frac{6 * (0.00 + 0.01) \text{ ton} * \text{m}}{1.55^2 * 1.15}$	$\frac{(1.05 * 95.25) \text{ ton}}{(1.80 * 1.55) \text{ m}^2} \pm \frac{6 * (0.03 + 0.00) \text{ ton} * \text{m}}{1.55^2 * 1.80}$
σ_{min}	30.72 tonf/m ² < 40 tonf/m ²	35.89 tonf/m ² < 40 tonf/m ²
σ_{max}	30.78 tonf/m ² < 40 tonf/m ²	35.80 tonf/m ² < 40 tonf/m ²

Nota. Elaboración original

Tabla 54 Esfuerzos actuantes en cada zapata: dirección transversal

	Zapata 7-C	Zapata 4-C
Expresión	$\frac{1.05 * (RA + PsX)}{A} \pm \frac{6 * (MmX + MvX + MsX)}{Lx^2 * Ly}$	$\frac{1.05 * (RB + PsX)}{A} \pm \frac{6 * (MmX + MvX + MsX)}{Lx^2 * Ly}$
Operación	$\frac{1.05 * (52.20 - 13.94)}{(1.15 * 1.55)} \pm \frac{6 * (0.00 + 0.01 + 0.92)}{1.55^2 * 1.15}$	$\frac{1.05 * (95.25 + 2.37)}{(1.80 * 1.55)} \pm \frac{6 * (0.03 + 0.00 + 0.34)}{1.55^2 * 1.80}$
σ_{min}	20.52 tonf/m ² < 52 tonf/m ²	36.22 tonf/m ² < 52 tonf/m ²
σ_{max}	24.56 tonf/m ² < 52 tonf/m ²	37.26 tonf/m ² < 52 tonf/m ²

Nota. Elaboración original

- Evaluación bajo acción sísmica longitudinal en sentido antihorario:



Figura 53 Modelo de análisis - zapata conectada: dirección longitudinal y sentido antihorario

Nota. Elaboración original

Tabla 55 Verificación de esfuerzos en cada zapata: dir. longitudinal y sentido antihorario

	Zapata 7-C	Zapata 4-C
Expresión	$\frac{1.05 * RA}{A} \pm \frac{6 * (MmX + MvX)}{Lx^2 * Ly}$	$\frac{1.05 * RB}{A} \pm \frac{6 * (MmX + MvX)}{Lx^2 * Ly}$
Operación	$\frac{(1.05 * 59.31) \text{ ton}}{(1.15 * 1.55) \text{ m}^2} \pm \frac{6 * (0.00 + 0.01) \text{ ton} * \text{ m}}{1.55^2 * 1.15}$	$\frac{(1.05 * 90.78) \text{ ton}}{(1.80 * 1.55) \text{ m}^2} \pm \frac{6 * (0.03 + 0.00) \text{ ton} * \text{ m}}{1.55^2 * 1.80}$
σ_{min}	34.91 tonf/m ² < 52 tonf/m ²	34.12 tonf/m ² < 52 tonf/m ²
σ_{max}	34.96 tonf/m ² < 52 tonf/m ²	34.21 tonf/m ² < 52 tonf/m ²

Nota. Elaboración original

- Evaluación bajo acción sísmica longitudinal en sentido horario:

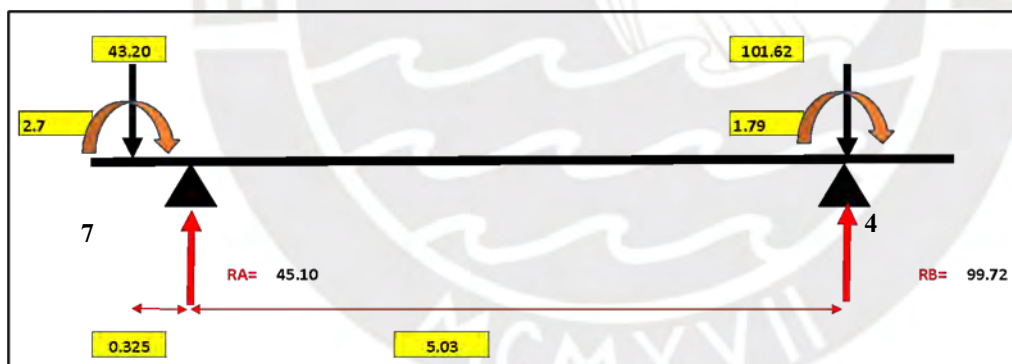


Figura 54 Modelo de análisis - zapata conectada: dirección longitudinal y sentido horario

Nota. Elaboración original

Tabla 56 Esfuerzos en cada zapata: dir. longitudinal y sentido horario

	Zapata 7-C	Zapata 4-C
Expresión	$\frac{1.05 * RA}{A} \pm \frac{6 * (MmX + MvX)}{Lx^2 * Ly}$	$\frac{1.05 * RB}{A} \pm \frac{6 * (MmX + MvX)}{Lx^2 * Ly}$
Operación	$\frac{(1.05 * 45.10) \text{ ton}}{(1.15 * 1.55) \text{ m}^2} \pm \frac{6 * (0.00 + 0.01) \text{ ton} * \text{ m}}{1.55^2 * 1.15}$	$\frac{(1.05 * 99.72) \text{ ton}}{(1.80 * 1.55) \text{ m}^2} \pm \frac{6 * (0.03 + 0.00) \text{ ton} * \text{ m}}{1.55^2 * 1.80}$
σ_{min}	26.54 tonf/m ² < 52 tonf/m ²	36.22 tonf/m ² < 52 tonf/m ²
σ_{max}	26.59 tonf/m ² < 52 tonf/m ²	37.26 tonf/m ² < 52 tonf/m ²

Nota. Elaboración original

Con las dimensiones consideradas, se verifica que las presiones generadas por las cargas de gravedad y sísmicas cumplen con los límites de presión admisible, lo que válida y permite continuar con el diseño. Asimismo, notamos que la cimentación está gobernada por fuerzas de gravedad, por lo que la reacción última de diseño será 1.6 veces 30.78 tonf/m² para la zapata 7-C, y 1.6 veces 35.89 tonf/m² para la zapata 4-C. A partir de esto, se obtiene los siguientes valores de esfuerzo último de diseño:

$$\sigma_{\text{última diseño } 7-C} = 49.24 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{última diseño } 4-C} = 57.43 \text{ ton/m}^2$$

Verificación por punzonamiento

Se asumirá un $h=0.50\text{m}$, por lo tanto, $d=0.40\text{m}$:

Tabla 57 Resistencia al punzonamiento y fuerza última para cada zapata

	Zapata 7-C	Zapata 4-C
Expresión	$A_0 = (0.50 + d/2) * (0.25 + d)$ $b_0 = 2 * (0.50 + 0.25 + 1.5d)$ $V_u = (1.7825 - A_0) * 49.24$	$A_0 = (0.50 + d) * (0.25 + d)$ $b_0 = 2 * (0.50 + 0.25 + 2d)$ $V_u = (2.79 - A_0) * 57.43$
A_0	0.455 m ²	0.585 m ²
b_0	2.70 m ²	3.1 m
V_u	65.37 ton	126.63 ton
ΦV_c	141.01 ton	161.90 ton

Nota. Elaboración original

Verificación por cortante

Tabla 58 Resistencia a fuerza cortante y cortante última para cada zapata

	Zapata 7-C	Zapata 4-C
Expresión	$V_u = (0.65 - 0.40) * 49.24$	$V_u = (0.65 - 0.40) * 57.43$
V_u	12.31 ton	14.36 ton
ΦV_c	126.11 ton	26.11 ton

Nota. Elaboración original

Se verifica que $\Phi V_c > V_u$

Diseño por solicitaciones de flexión

La cuantía mínima para 1m de ancho será igual a $0.0018 \times 50 \times 100 = 9 \text{ cm}^2$. A continuación, se detalla la cantidad de acero necesaria en ambas direcciones consideradas en el análisis:

Tabla 59 *Momento último y acero requerido en zapata 7-C: dirección X e Y*

Dirección X			Dirección Y		
Volado	65	cm	Volado	65	cm
b	100	cm	b	100	cm
Mu	10.40	ton-m	Mu	10.40	ton-m
Asreque	7.02	cm ²	Asreque	7.02	cm ²

Nota. Elaboración original

El resultado del análisis muestra que la cuantía de refuerzo calculada se encuentra por debajo del límite mínimo establecido por la normativa vigente, en consecuencia, el dimensionamiento se efectuará considerando dicha cuantía mínima reglamentaria. Para el refuerzo estructural se emplearán barras de acero de 5/8" de diámetro, determinándose la siguiente separación correspondiente:

$$\text{Dirección X} = \frac{1.99}{9} = 0.22\text{m} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Dirección Y} = \frac{1.99}{9} = 0.22\text{m} = 20 \text{ cm}$$

Tabla 60 *Momento último y acero requerido en zapata 4-C: dirección X e Y*

Dirección X			Dirección Y		
Volado	65	cm	Volado	65	cm
b	100	cm	b	100	cm
Mu	12.13	ton-m	Mu	12.13	ton-m
Asreque	8.22	cm ²	Asreque	8.22	cm ²

Nota. Elaboración original

Dado que la cuantía de acero necesaria es menor que la mínima establecida por normativa, el diseño se realizará en función de esta última. Para ello, se utilizarán aceros de 5/8", obteniendo la siguiente separación:

$$\text{Dirección X} = \frac{1.99}{9} = 0.22\text{m} = 20\text{cm}$$

$$\text{Dirección Y} = \frac{1.99}{9} = 0.22\text{m} = 20\text{cm}$$

Diseño del refuerzo de la viga de cimentación

Inicialmente, el peralte de la viga de cimentación se predimensiona como $L/9$. Para este caso, tendrá una base $b=0.25\text{m}$ y un peralte $h=0.60\text{m}$. Asimismo, el modelo de análisis será el que se muestra a continuación, en donde las fuerzas últimas (P_u y M_u) se obtendrán de amplificar por 1.6 las cargas de gravedad actuantes ($1.6 \times 49.26 \text{ ton}$ y $1.6 \times 1.19 \text{ ton-m}$ respectivamente).

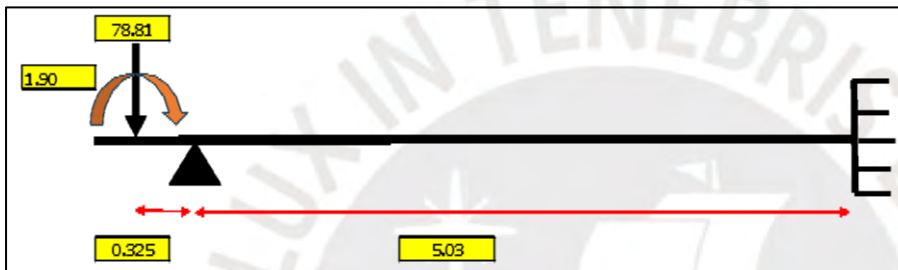


Figura 55 Modelo del análisis estructural de la viga de cimentación

Nota. Elaboración original

En base al análisis se obtendrán las sollicitaciones: por corte (fuerza) y por flexión (momentos) en la viga de cimentación.

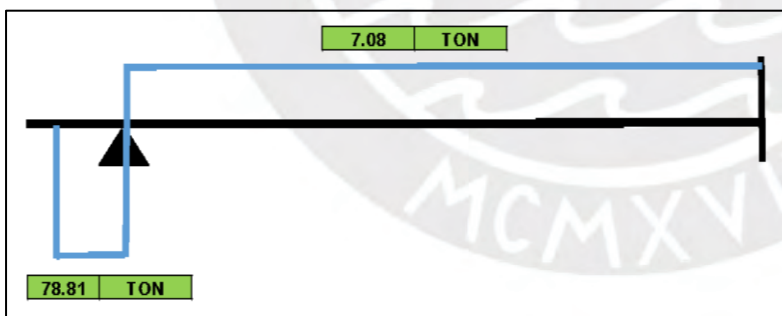


Figura 56 Gráfica de la distribución de la fuerza cortante - viga de cimentación

Nota. Elaboración original

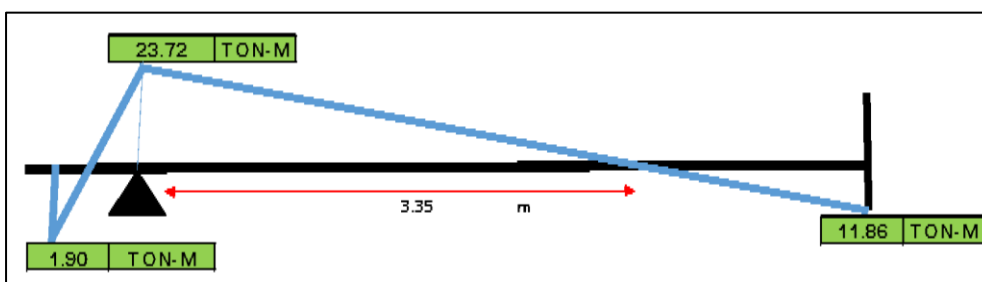


Figura 57 Gráfica de la distribución del momento flector - viga de cimentación

Nota. Elaboración original

- Diseño por solicitaciones de cortante en la viga de cimentación:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 50 = 8.16 \text{ ton}$$

Del DFC se obtuvo que el $V_u = 7.08 \text{ ton}$, por tanto, se tiene la distribución de estribos:

$$V_s = - 1.27 \text{ ton}$$

$$A_v = - 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = - 234.46 \text{ cm}$$

Por tanto, el espaciamiento requerido es el mínimo.

- Diseño por solicitaciones de flexión en la viga de cimentación:

Tabla 61 Cálculo del momento último y acero requerido: superior e inferior

Superior			Inferior		
b	25	cm	b	25	cm
Mu	23.72	ton-m	Mu	11.86	ton-m
Asrequé	14.55	cm ²	Asrequé	6.7	cm ²

Nota. Elaboración original

$$\text{Inferior} = \frac{14.55}{2.84} = 5.12 \text{ und} = 6\phi 3/4"$$

$$\text{Superior} = \frac{11.86}{2.84} = 2.36 \text{ und} = 3\phi 3/4"$$

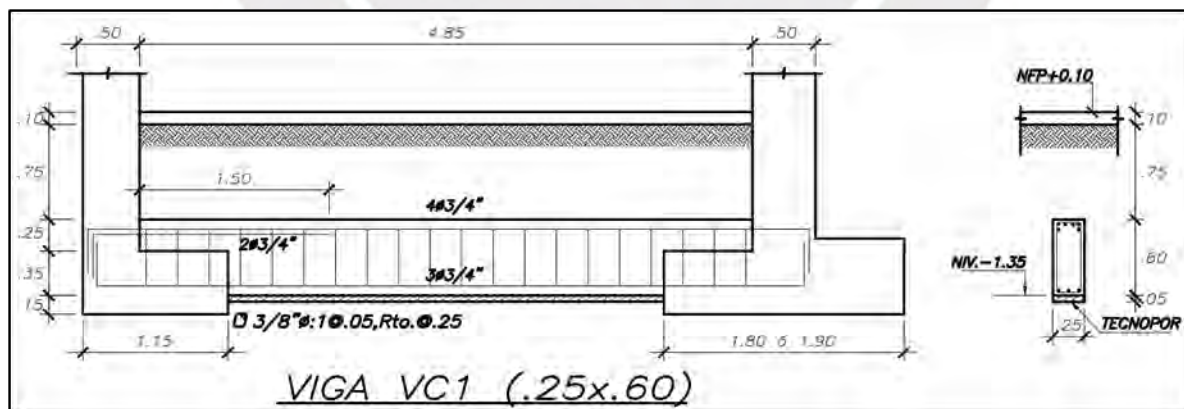


Figura 58 Esquema de armado final del acero de la viga de cimentación VC1

Nota. Elaboración original

Capítulo 9. Diseño de elementos secundarios

9.1. Diseño de elementos secundarios: escalera

La escalera constará de tres tramos (segmentos), diseñados para alcanzar la altura de entrepiso establecido en el capítulo 1, la cual se muestra en la figura 59. Los tramos 1 y 3 estarán apoyados sobre el tramo 2, el cual estará apoyado en las placas laterales.

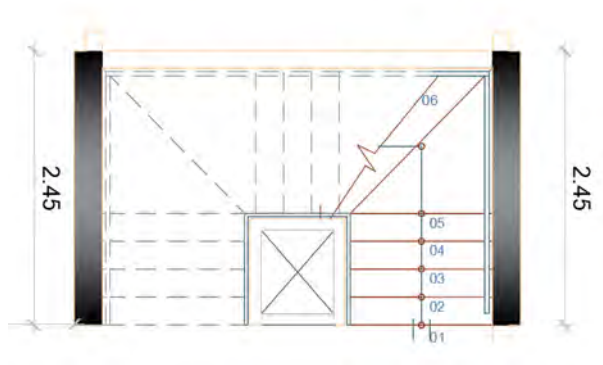


Figura 59 Vista en planta de la escalera en el edificio

Nota. Elaboración original

Las cargas actuantes en los tramos serán los siguientes:

- Tramo inclinado:

$$\text{Peso propio: } 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 1.00\text{m} * 0.22\text{m} = 0.528 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso del piso terminado (5cm): } 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Sobrecarga: } 0.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga última: } 1.4(0.528 + 0.10) + 1.7 * 0.20 = 1.22 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

- Tramo recto:

$$\text{Peso propio: } 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 1.00\text{m} * 0.17\text{m} = 0.408 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso del piso terminado (5cm): } 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Sobrecarga: } 0.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga última: } 1.4(0.408 + 0.10) + 1.7 * 0.20 = 1.05 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Para el correcto análisis estructural se analizarán primero los tramos 1 y 3 para obtener las reacciones en los apoyos, los cuales serán transmitidos al tramo 2 como una carga distribuida.

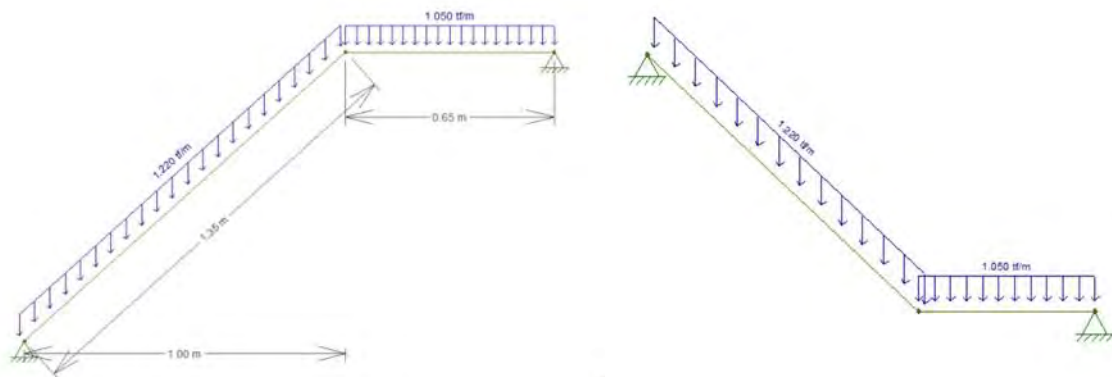


Figura 60 Modelo del análisis estructural de la escalera – tramos 1 y 3

Nota. Elaboración original

En este caso, la reacción encontrada fue de 0.23 ton, la cual pasará como carga distribuida de 0.23 tonf/m adicional a los 1.05 tonf/m, puesto que el análisis en sí mismo ya estaba realizado por 1m de ancho de escalera.

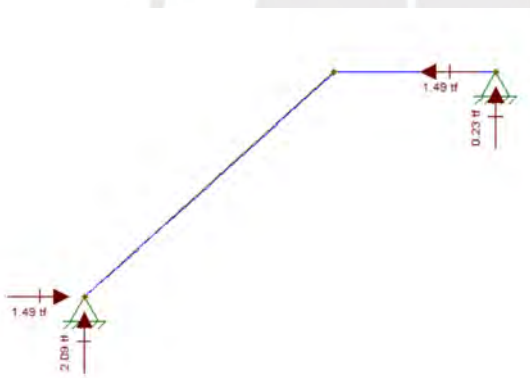


Figura 61 Reacciones que transmiten los tramos 1 y 3 al tramo 2

Nota. Elaboración original

Finalmente, las cargas últimas actuantes en el tramo 2 serán las mostradas en la figura 62:

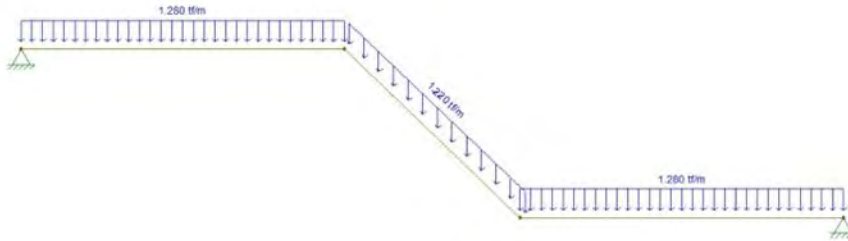


Figura 62 Modelo del análisis estructural de la escalera - tramo 2

Nota. Elaboración original

El diseño por fuerza cortante de cada tramo se realizará empleando las expresiones utilizadas en el diseño de losas macizas. Se tomará un ancho $b=100\text{cm}$ y peralte efectivo $d=12\text{cm}$.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53\sqrt{210} * 100 * 12 = 7.83 \text{ ton}$$

De los diagramas obtenidos se aprecia que la máxima fuerza cortante en los tramos 1 y 3 fue de 0.66 ton, mientras que en el tramo 2 fue de 2.40 ton. Estos valores son menores a ϕV_c . Por lo tanto, el espesor de la garganta es el correcto.

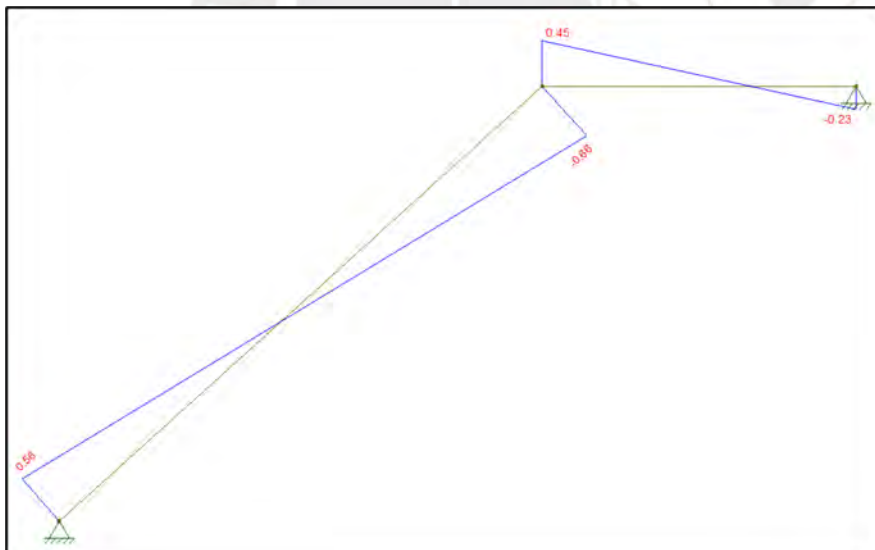


Figura 63 Gráfica de la distribución de fuerza cortante – tramos 1 y 3

Nota. Elaboración original

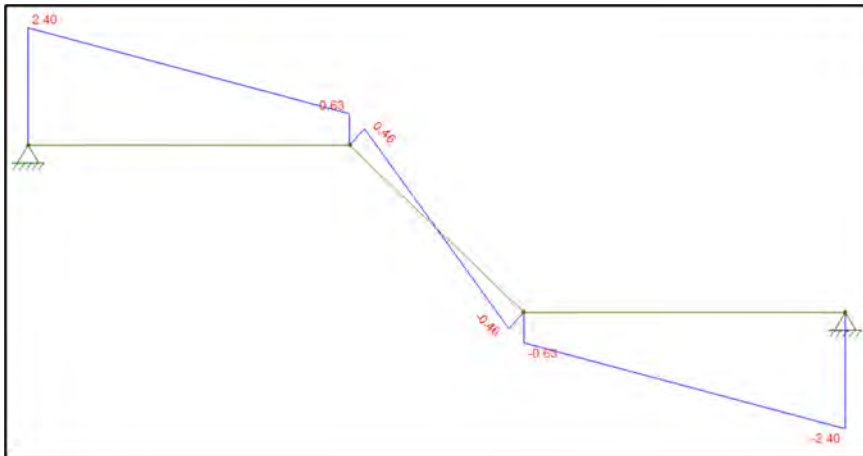


Figura 64 Gráfica de la distribución de fuerza cortante - tramo 2

Nota. Elaboración original

Para el diseño por momentos flectores se utilizarán las expresiones detalladas en el diseño del refuerzo para losas macizas considerando un ancho $b = 100\text{cm}$ y un peralte efectivo $d = 12\text{cm}$.

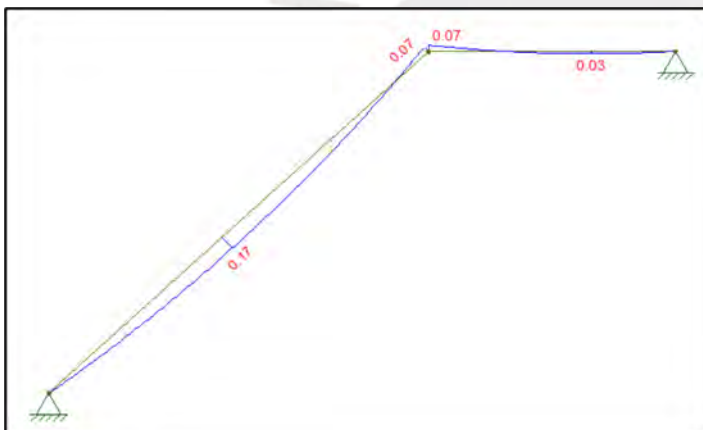


Figura 65 Diagrama de momento flector: tramos 1 y 3

Nota. Elaboración original

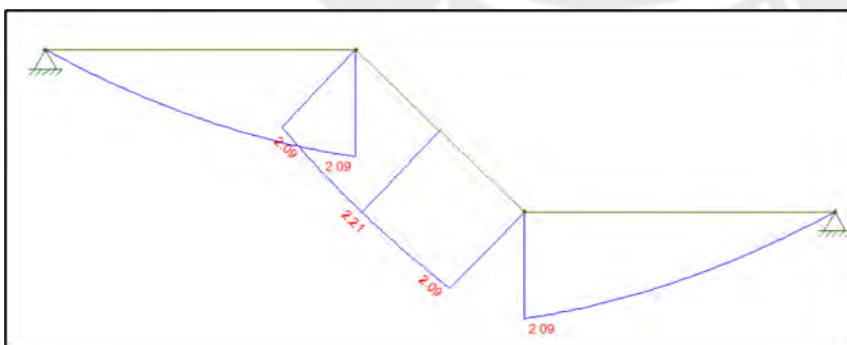


Figura 66 Diagrama de momento flector: tramo 2

Nota. Elaboración original

Finalmente, se presenta el refuerzo definitivo correspondiente a cada tramo de la escalera:

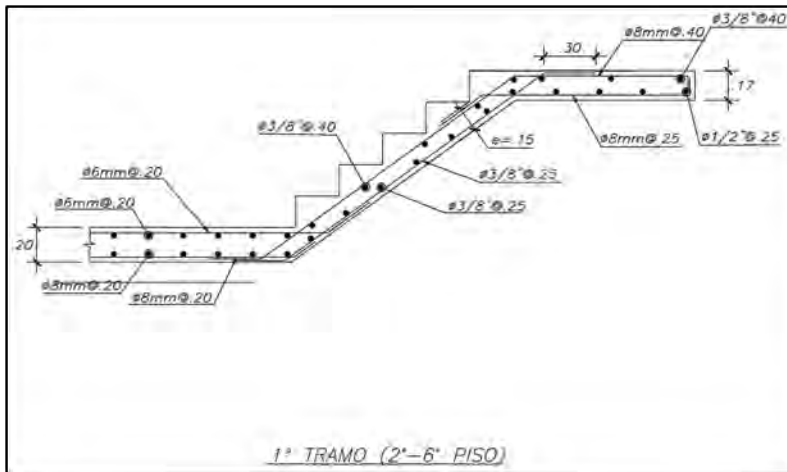


Figura 67 Configuración del armado de la escalera – tramo 1

Nota. Elaboración original

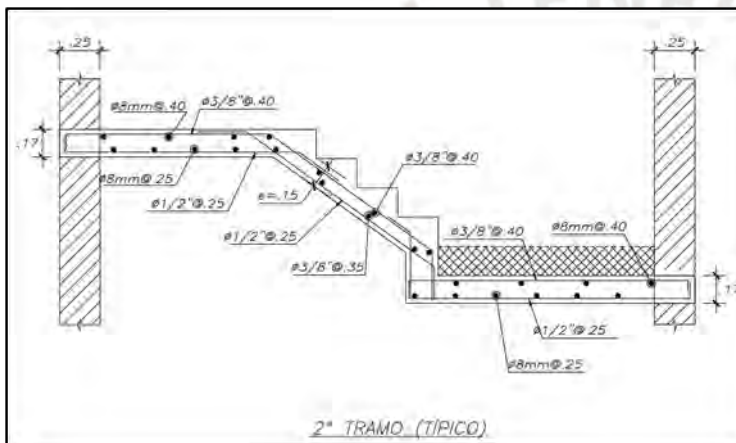


Figura 68 Configuración del armado de la escalera – tramo 2

Nota. Elaboración original

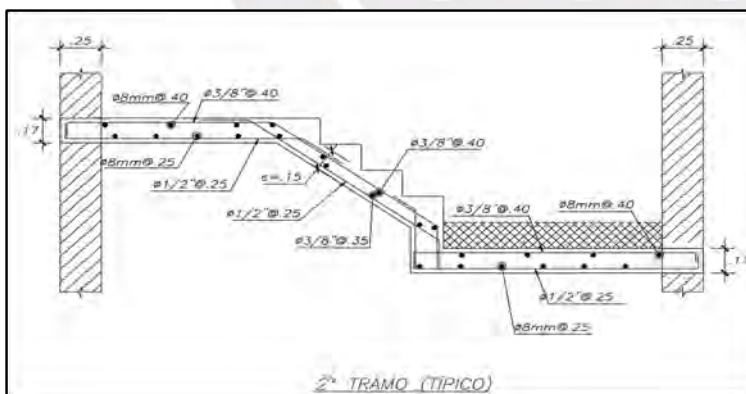


Figura 69 Configuración del armado de la escalera – tramo 3

Nota. Elaboración original

9.2. Diseño de elementos secundarios: cisterna

Para plantear un diseño estructural (dimensiones y refuerzo) de la cisterna, se considera que los muros están sometidos a cargas perpendiculares, productos del empuje del terreno y del agua; además, estos se encuentran restringidos en sus extremos superior e inferior.

Para su análisis se tendrá en cuenta dos casos: cuando la cisterna contenga agua y cuando esté vacía, siendo este último caso el más crítico.

El predimensionamiento de la cisterna se realizó en función del gasto promedio que tendrá el edificio. La edificación presenta 22 departamentos de 3 habitaciones, y, según la norma IS.010 la dotación diaria mínima será de 1200 L por departamento; sin embargo, también se establece que la dotación tiene que ser no menor a los $\frac{3}{4}$ del total requerido. Con estas consideraciones, se calculó el gasto promedio total del edificio: 19.8 m³.

Las dimensiones, en planta, se muestran a continuación:

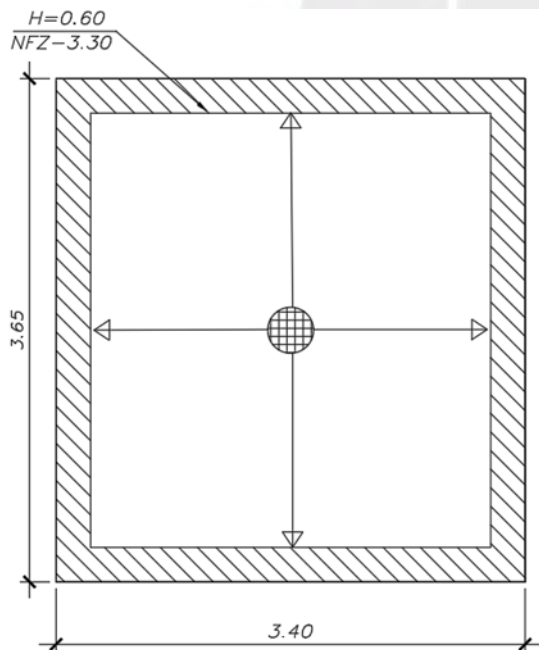


Figura 70 Planta de la cisterna: dimensiones, peralte (H) y nivel de fondo (NFZ)

Nota. Elaboración original

La determinación del empuje ejercido por el suelo se realizará conforme a lo indicado en la teoría de Rankine, lo que permite usar las siguientes expresiones:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + (\phi)}$$

$$E_a = K_a * \gamma * H$$

$$E_{s/c} = K_a * \omega s/c$$

Donde:

K_a : coeficiente de empuje activo del suelo

ϕ : ángulo de fricción del suelo = 30°

γ : peso específico del suelo (kg/cm²) = 2.50 kg/cm³

H : altura de la cisterna = 2.20 m

ω : sobrecarga del terreno

E_a : empuje activo de suelo

$E_{s/c}$: empuje por sobrecarga

El empuje activo último, se calculará considerando un factor de incremento igual a 1,7, mientras que para la sobrecarga un factor de 1,4. Con estas expresiones se analiza el caso en el que la cisterna está vacía:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(30^\circ)}{1 + (30^\circ)} = 0.33$$

$$E_a = 1.7 * 0.33 * 2.50 * 2.20 = 3.12 \text{ tonf/m (dist. triangular)}$$

$$E_{s/c} = 1.4 * 0.33 * 0.25 * 1 = 0.14 \text{ tonf/m (dist. rectangular)}$$

$$E_u = 3.12 + 0.14 = 3.26 \text{ ton/m (dist. trapezoidal)}$$

Para la obtención de los momentos en las caras de la cisterna, según las tablas del “Manual de Cálculo para Cargas”, se idealiza las caras laterales de la cisterna como paños de losa simplemente apoyadas y se determinan los coeficientes empleados para el cálculo de momentos, los cuales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 62 Tabla de coeficientes: losa apoyada en todos sus bordes y carga triangular

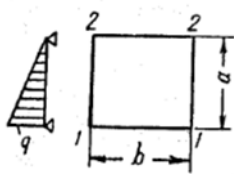


Tabla 18. — Placa rectangular, libremente apoyada en todo su contorno, solicitada por carga hidrostática.

para $a/b < 1$: para las flechas qa^4/D ; para los momentos qa^2 ;
 para $b/a < 1$; para las flechas qb^4/D ; para los momentos qb^2 .

	w_{cp}	$M_{a\ cp}$	$M_{b\ cp}$	M_{01}	M_{02}	w_{max}	$M_{a\ max}$	$M_{b\ max}$
0,60	0,00432	0,0410	-0,0121	$\pm 0,0364$	$\pm 0,0269$	0,00432	0,0435	0,0135
0,65	0,00397	0,0375	0,0136	$\pm 0,0356$	$\pm 0,0261$	0,00397	0,0402	0,0142
0,70	0,00363	0,0341	0,0149	$\pm 0,0347$	$\pm 0,0252$	0,00363	0,0369	0,0149
0,75	0,00331	0,0310	0,0159	$\pm 0,0337$	$\pm 0,0242$	0,00331	0,0339	0,0159

Nota. Tomado de "Manual para Cálculo de placas", A. S. Kalmanok

Se obtiene los coeficientes de la tabla mediante una interpolación de valores y se calcula el momento central actuante sobre las caras laterales de la cisterna:

- Cara 01: $a = 2.45$ m y $b = 3.40$ m, $a/b = 0.7206$

$$Macp = 0.0328 * (3.26 * 2.45^2) = 0.642 \text{ ton.m}$$

$$Mbcpr = 0.0153 * (3.26 * 3.40^2) = 0.577 \text{ ton.m}$$

- Cara 02: $a = 2.45$ m y $b = 3.65$ m, $a/b = 0.6712$

$$Macp = 0.0361 * (3.26 * 2.45^2) = 0.705 \text{ ton.m}$$

$$Mbcpr = 0.0142 * (3.26 * 3.65^2) = 0.614 \text{ ton.m}$$

Adicionalmente, se obtiene el diagrama de fuerza cortante última (D.F.C.):

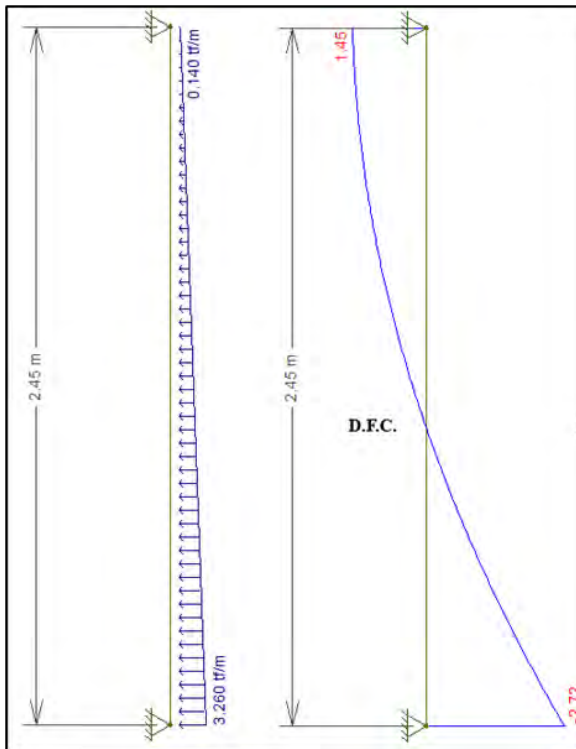


Figura 71 Análisis estructural de pared de la cisterna vacía

Nota. Elaboración original

Con lo obtenido, se diseña por flexión, para ello $M_u = 0.705$ ton-m y $h = 25$ cm.

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h = 0.003 * 100 * 25 = 4.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{sreq} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Como el acero mínimo es mayor, se usa este valor para el cálculo de las mallas a usar: 2 mallas de 3/8" @0.25m ($A_{sinst} = 5.6 \text{ cm}^2$).

Al obtener $V_u = 2.72$ tonf, se realiza el diseño por fuerza cortante:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 22 = 14.36 \text{ tonf}$$

Cabe señalar que la demanda de cortante última no supera la capacidad de corte, por lo que se verifica $\phi V_c > V_u$.

El diseño estructural del refuerzo de la losa superior o techo de la cisterna contemplará los metros de carga detallados a continuación:

- Carga muerta:

$$\text{Peso propio} = 2.4 * 1 * 0.20 = 0.408 \text{ tonf/m}$$

Piso terminado = $1 * 0.1 = 0.1 \text{ tonf/m}$ (carga uniforme)

- Carga viva:

Sobrecarga = $1 * 0.25 = 0.25 \text{ tonf/m}$ (carga uniforme)

Da como carga última $C_u = 1.136 \text{ tonf/m}$. Además, se realizará el análisis de la losa al igual que las paredes de esta. Para ello, se considera la siguiente tabla de coeficientes:

Tabla 63 *Tabla de coeficientes: losa apoyada en todos sus bordes y carga triangular*

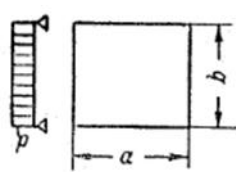


Tabla 12. — *Placa rectangular, libremente apoyada en todo el contorno, solicitada por una carga uniformemente distribuida.*

		w_{cp}	$M_{a \text{ cp}}$	$M_{b \text{ cp}}$	M_o	R_a	R_b	
$\frac{a}{b}$	0,90	0,00498	0,0456	0,0359	$\pm 0,0512$	0,256	0,300	para $a/b < 1$; para las flechas, pa^4/D ; para los demás valores, pa^2 ;
$\frac{a}{b}$	0,95	0,00451	0,0410	0,0365	$\pm 0,0489$	0,253	0,274	para $b/a < 1$; para las flechas, pb^4/D ; para los demás valores, pb^2 .

Nota. Tomado de "Manual para Cálculo de placas", A. S. Kalmanok

Se obtiene los coeficientes de la tabla mediante una interpolación de valores y se calcula el momento central actuante sobre losa superior de la cisterna:

- Losa de techo: $a = 3.40 \text{ m}$ y $b = 3.65 \text{ m}$, $a/b = 0.932$

$$M_{acp} = 0.0427 * (1.136 * 3.40^2) = 0.291 \text{ ton.m}$$

$$M_{bcp} = 0.0363 * (1.136 * 3.65^2) = 0.476 \text{ ton.m}$$

Además, se obtiene el siguiente diagrama de fuerza cortante última (D.F.C.);

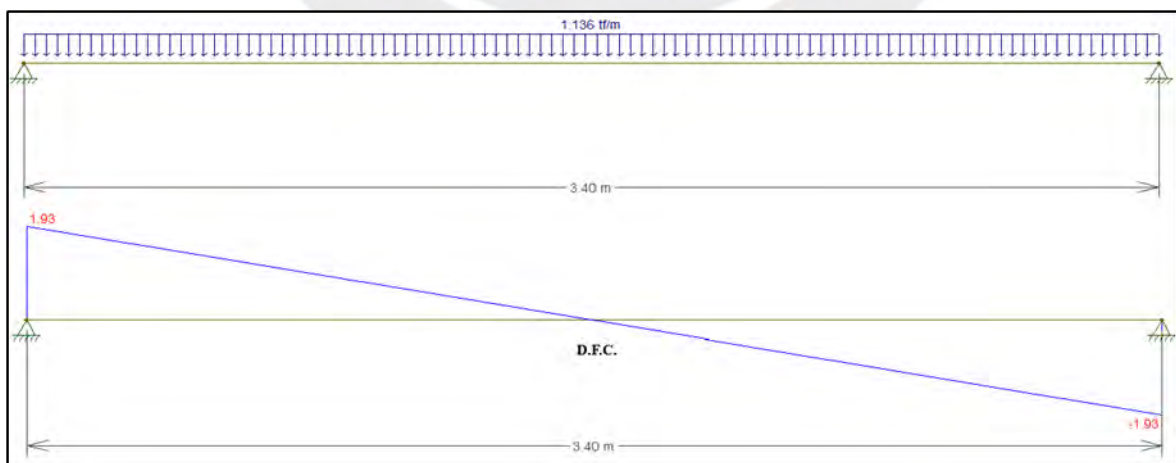


Figura 72 Análisis estructural techo cisterna

Nota. Elaboración original

Con lo obtenido, se diseña por flexión, para ello $M_u=0.476$ ton.m y $d=17$ cm.

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h = 0.003 * 100 * 17 = 3.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{sreq} = 0.74 \text{ cm}^2$$

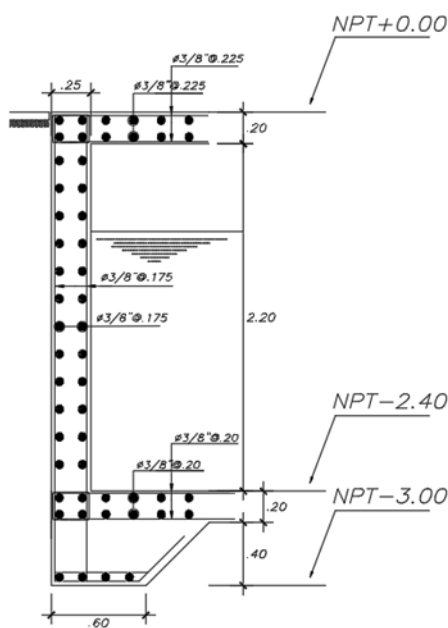
Como el acero mínimo es mayor, se usa este valor para el cálculo de las mallas a usar: 2 mallas de 3/8" @0.25m ($A_{sinst} = 5.6 \text{ cm}^2$).

Al obtener $V_u=1.93$ ton, se procede con la realización del diseño por corte:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 100 * 17 = 12.82 \text{ ton}$$

Del análisis, se aprecia que el valor de la fuerza cortante última es menor a la capacidad nominal al corte, verificándose la condición $\phi V_c > V_u$.

Como resultado final, se obtiene el armado final del refuerzo para la cisterna mostrado a continuación:



B-B

DETALLE DE CISTERNA

Figura 73 Configuración del armado de acero en la cisterna: vista lateral

Nota. Elaboración original

Capítulo 10. Metrado y Presupuesto de materiales

En este capítulo se presentan los metrados de materiales que conforman los elementos estructurales: concreto, encofrado y acero. Para ello, se realizó un metrado manual y modelo en Revit para comparar los resultados obtenidos por ambos métodos. Asimismo, se calcularon las ratios y se contrastaron con las de otros proyectos similares.

10.1. Metrado manual y Ratios por elemento

En la siguiente tabla se presentará el metrado manual comparado con el obtenido del modelo Revit y el ratio por elemento. Es importante recalcar que, solo el valor de metrado del acero en las zapatas fue modelado en Revit.



Tabla 64 *Metrado de materiales de la edificación*

Descripción	Und.	Metrado manual	Metrado Revit	Ratio (und/m3)
CONCRETO ARMADO ELEMENTOS ESTRUCTURALES				
CONCRETO ARMADO EN CIMENTACIONES TIPO ZAPATA				
CONCRETO F'c= 210 kg/cm2 EN CIMENTACION TIPO ZAPATA	m3	83.38	83.38	
ACERO CORRUGADO GRADO 60 EN ZAPATAS FY= 4200 KG/cm2	kg	4334.53	4067.46	60.24
CONCRETO ARMADO EN VIGAS DE CIMENTACIÓN				
CONCRETO F'c= 210 kg/cm2 EN VIGAS DE CIMENTACIÓN	m3	5.99	7.57	
ACERO CORRUGADO GRADO 60 EN VIGAS DE CIMENTACIÓN FY= 4200 kg/cm2	kg	1635.41	-	220.49
CONCRETO ARMADO EN ELEMENTOS VERTICALES COLUMNAS				
CONCRETO F'c= 210 kg/cm2 EN ELEMENTOS VERTICALES COLUMNAS	m3	35.64	35.59	
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ELEMENTOS VERTICALES COLUMNAS	m2	427.65	512.42	12.00
ACERO CORRUGADO GRADO 60 EN ELEMENTOS VERTICALES COLUMNAS FY= 4200 kg/cm2	kg	6578.65	-	184.60
CONCRETO ARMADO EN ELEMENTOS VERTICALES PLACAS				
CONCRETO F'c= 210 kg/cm2 EN ELEMENTOS VERTICALES PLACAS	m3	109.02	112.02	
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ELEMENTOS VERTICALES PLACAS	m2	1008.73	1212.11	9.25
ACERO CORRUGADO GRADO 60 EN ELEMENTOS VERTICALES PLACAS FY= 4200 kg/cm2	kg	13053.14	-	119.73
CONCRETO ARMADO EN VIGAS PERALTADAS				
CONCRETO F'c= 210 kg/cm2 EN VIGAS PERALTADAS	m3	135.75	172.54	
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS PERALTADAS	m2	996.90	1000.94	7.34
ACERO CORRUGADO GRADO 60 EN VIGAS PERALTADAS FY= 4200 kg/cm2	kg	13416.60	-	98.83
CONCRETO ARMADO EN VIGAS CHATAS				
CONCRETO F'c= 210 kg/cm2 EN VIGAS CHATAS	m3	26.09	27.32	
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS CHATAS	m2	247.02	301.26	9.47
ACERO CORRUGADO GRADO 60 EN VIGAS CHATAS FY= 4200 kg/cm2	kg	2156.75	-	82.66
CONCRETO ARMADO EN LOSAS: LOSAS ALIGERADAS				
CONCRETO F'c= 210 kg/cm2 EN LOSAS ALIGERADAS	m3	122.49	123.60	
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	1399.84	1412.58	11.43
ACERO CORRUGADO GRADO 60 EN LOSAS ALIGERADAS FY= 4200 kg/cm2	kg	5370.24	-	43.84
CONCRETO ARMADO EN LOSAS: LOSAS MACIZAS				
CONCRETO F'c= 210 kg/cm2 EN LOSAS MACIZAS	m3	53.30	52.30	
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS MACIZAS	m2	266.50	261.48	5.00
ACERO CORRUGADO GRADO 60 EN LOSAS MACIZAS FY= 4200 kg/cm2	kg	1961.55	-	36.80
CONCRETO ARMADO ELEMENTOS SECUNDARIOS: ESCALERA				
CONCRETO F'c= 210 kg/cm2 EN ESCALERA	m3	8.55	-	
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERA	m2	54.26	-	6.35
ACERO CORRUGADO GRADO 60 EN ESCALERA FY= 4200 kg/cm2	kg	342.68	-	40.10
CONCRETO ARMADO ELEMENTOS SECUNDARIOS: CISTERNA				
CONCRETO F'c= 280 kg/cm2 CISTERNA	m3	18.31	-	
ACERO CORRUGADO GRADO 60 EN CISTERNA FY= 4200 kg/cm2	kg	1244.69	-	67.98

Nota. Elaboración original

A continuación, se muestran los valores totales de metrado correspondiente al concreto, encofrado y acero, junto con el ratio por m² de área techada del proyecto (2098.66 m² de área techada).

Tabla 65 Resumen de metrado total y ratio por m² de superficie (área) techada

Descripción	Unidad	Metrado total	Ratio (und/m ² área techada)
CONCRETO TIPO I f _c = 210 kg/cm ²	m ³	598.52	0.29
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m ²	4400.89	2.10
ACERO CORRUGADO GRADO 60 FY= 4200 kg/cm ²	kg	50094.67	23.87

Nota. Elaboración original

En el estudio realizado por Liñan (2024) se aprecia que, en 5 proyectos multifamiliares con similitud de pisos y área techada, los ratios variaban entre 0.30 y 0.35 m³/m² para el caso de concreto, 2.18 y 2.71 m²/m², para encofrado, y, entre 25.72 y 37.73 kg/m² para el acero.

Las ratios obtenidos están próximos al valor más bajo de los intervalos antes mencionado, lo cual implica tener valores esperados y cercanos a la realidad de la construcción peruana.

10.2. Presupuesto de concreto armado

Se presenta el presupuesto correspondiente a cada partida de concreto armado mencionadas anteriormente. Esto con la finalidad de cuantificar económicamente el proyecto en mención. Para ello, se utilizarán los precios unitarios descritos en el Suplemento Técnico junio 2024 de la revista Costos.

Tabla 66 Subtotal de costo por partidas y costo directo final de concreto armado

Descripción	Und.	Metrado manual	PU	Subtotal
CONCRETO ARMADO EN CIMENTACIONES TIPO ZAPATA				S/ 59,469.50
CONCRETO F'c= 210 kg/cm2 EN CIMENTACION TIPO ZAPATA	m3	83.38	S/ 412.24	S/ 34,372.57
ACERO CORRUGADO GRADO 60 EN ZAPATAS FY= 4200 KG/cm2	kg	4334.53	S/ 5.79	S/ 25,096.93
CONCRETO ARMADO EN VIGAS DE CIMENTACIÓN				S/ 11,068.41
CONCRETO F'c= 210 kg/cm2 EN VIGAS DE CIMENTACIÓN	m3	5.99	S/ 267.01	S/ 1,599.39
ACERO CORRUGADO GRADO 60 EN VIGAS DE CIMENTACIÓN FY= 4200 kg/cm2	kg	1635.41	S/ 5.79	S/ 9,469.02
CONCRETO ARMADO EN ELEMENTOS VERTICALES COLUMNAS				S/ 80,187.28
CONCRETO F'c= 210 kg/cm2 EN ELEMENTOS VERTICALES COLUMNAS	m3	35.64	S/ 326.83	S/ 11,648.22
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ELEMENTOS VERTICALES COLUMNAS	m2	427.65	S/ 71.20	S/ 30,448.68
ACERO CORRUGADO GRADO 60 EN ELEMENTOS VERTICALES COLUMNAS FY= 4200 kg/cm2	kg	6578.65	S/ 5.79	S/ 38,090.38
CONCRETO ARMADO EN ELEMENTOS VERTICALES PLACAS				S/ 183,209.31
CONCRETO F'c= 210 kg/cm2 EN ELEMENTOS VERTICALES PLACAS	m3	109.02	S/ 337.54	S/ 36,798.61
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ELEMENTOS VERTICALES PLACAS	m2	1008.73	S/ 70.22	S/ 70,833.02
ACERO CORRUGADO GRADO 60 EN ELEMENTOS VERTICALES PLACAS FY= 4200 kg/cm2	kg	13053.14	S/ 5.79	S/ 75,577.68
CONCRETO ARMADO EN VIGAS PERALTADAS				S/ 198,270.13
CONCRETO F'c= 210 kg/cm2 EM VIGAS PERALTADAS	m3	135.75	S/ 300.01	S/ 40,726.36
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS PERALTADAS	m2	996.90	S/ 80.11	S/ 79,861.66
ACERO CORRUGADO GRADO 60 EN VIGAS PERALTADAS FY= 4200 kg/cm2	kg	13416.60	S/ 5.79	S/ 77,682.11
CONCRETO ARMADO EN VIGAS CHATAS				S/ 40,103.62
CONCRETO F'c= 210 kg/cm2 EM VIGAS CHATAS	m3	26.09	S/ 300.01	S/ 7,827.26
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS CHATAS	m2	247.02	S/ 80.11	S/ 19,788.77
ACERO CORRUGADO GRADO 60 EN VIGAS CHATAS FY= 4200 kg/cm2	kg	2156.75	S/ 5.79	S/ 12,487.58
CONCRETO ARMADO EN LOSAS: LOSAS ALIGERADAS				S/ 169,637.66
CONCRETO F'c= 210 kg/cm2 EN LOSAS ALIGERADAS	m3	122.49	S/ 300.01	S/ 36,748.22
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	1399.84	S/ 50.78	S/ 71,083.88
ACERO CORRUGADO GRADO 60 EN LOSAS ALIGERADAS FY= 4200 kg/cm2	kg	5370.24	S/ 5.79	S/ 31,093.69
LADRILLO ARCILLA PARA TECHO 15X30X30 CM	und	11767.00	S/ 2.61	S/ 30,711.87
CONCRETO ARMADO EN LOSAS: LOSAS MACIZAS		53.30		S/ 202,787.88
CONCRETO F'c= 210 kg/cm2 EN LOSAS MACIZAS	m3	266.50	S/ 300.01	S/ 79,952.67
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS MACIZAS	m2	1961.55	S/ 61.61	S/ 120,851.10
ACERO CORRUGADO GRADO 60 EN LOSAS MACIZAS FY= 4200 kg/cm2	kg	342.68	S/ 5.79	S/ 1,984.12
CONCRETO ARMADO ELEMENTOS SECUNDARIOS: ESCALERA		8.55		S/ 56,813.02
CONCRETO F'c= 210 kg/cm2 EN ESCALERA	m3	54.26	S/ 326.83	S/ 17,733.80
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERA	m2	342.68	S/ 108.25	S/ 37,095.11
ACERO CORRUGADO GRADO 60 EN ESCALERA FY= 4200 kg/cm2	kg		S/ 5.79	S/ 1,984.12
CONCRETO ARMADO ELEMENTOS SECUNDARIOS: CISTERNA		18.31		S/ 394,140.88
CONCRETO F'c= 280 kg/cm2 CISTERNA	m3	1244.69	S/ 316.27	S/ 393,658.11
ACERO CORRUGADO GRADO 60 EN CISTERNA FY= 4200 kg/cm2	kg	83.38	S/ 5.79	S/ 482.77
COSTO DIRECTO				S/ 1 395,687.86

Nota. Elaboración original

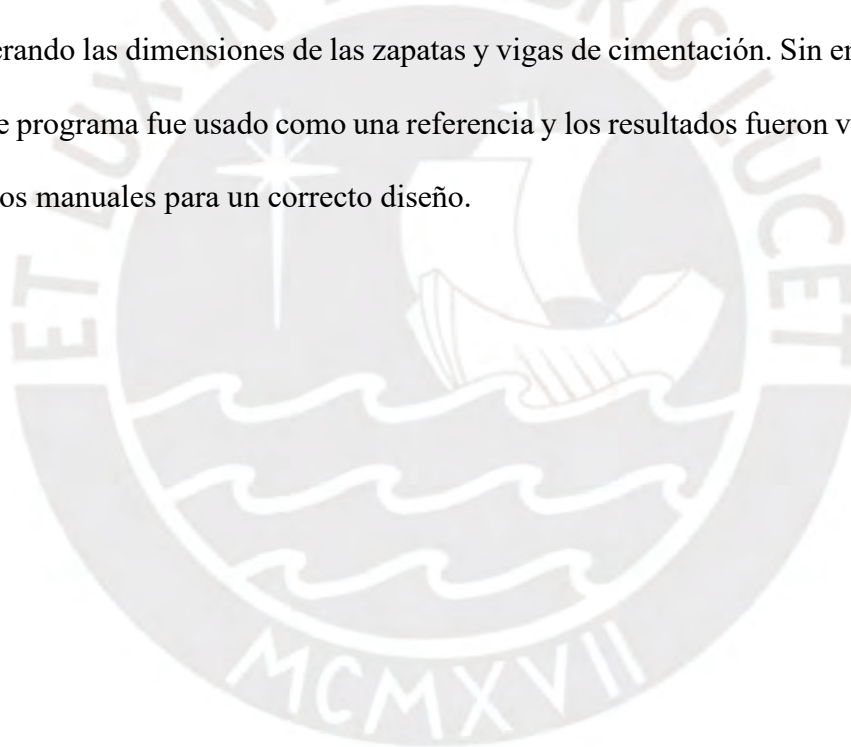
Se aprecia que el costo directo de las partidas estructurales de concreto armado es de S/.1395,687.86. Esto representa una ratio de S/.665.04 por cada m² de área techada. Es importante tener en cuenta que no se han considerado elementos tales como cimientos corridos, sobrecimientos, solados y losas contra terreno.



Capítulo 11. Conclusiones y comentarios

- Fue posible desarrollar el diseño estructural y modelado de un edificio de propósito multifamiliar de 6 niveles de concreto armado utilizando el software de análisis estructural, ETABS, que permitió realizar el análisis sísmico y obtener los valores de los esfuerzos en los diferentes elementos estructurales. Sin embargo, es necesario prestar atención a los diagramas obtenidos por el programa, ya que no considera el proceso constructivo de la estructura, y arroja resultados erróneos en algunos casos.
- La estructura analizada satisface las exigencias de rigidez mínima que establece la norma E030, con derivas de 6.39 ‰ en la dirección X y 4.83 ‰ en la dirección Y. Estos resultados son coherentes con la estructuración propuesta, puesto que se tiene una mayor rigidez en la dirección Y (debido a la cantidad de placas) en comparación de la dirección X.
- La elección de criterios de estructuración junto con el predimensionamiento mediante expresiones matemáticas, permitieron definir una distribución de elementos y secciones precisas, es decir, se pudo controlar las derivas inelásticas según lo dispuesto por la norma E030.
- La ubicación de la edificación influyó en el diseño de las cimentaciones puesto que se condicionó al uso de zapatas excéntricas, las cuales recibían grandes solicitaciones de las placas perimetrales. Lo que conllevó a que se utilizaran vigas de cimentación para conectarlas con zapatas próximas y ayudar a controlar los esfuerzos generados por la excentricidad de estas zapatas.
- Realizar el metrado de los materiales contemplados en el proyecto (concreto, encofrado y acero) permitió determinar las ratios por metro cuadrado de área techada. Y a partir de ellos, determinar que el proyecto se encontraba en un rango aceptable de cantidad de materiales comparado con los casos de estudios presentados por Liñan (2024).

- Si bien es cierto, la filosofía del diseño sismorresistente está enfocada en salvaguardar la vida y mantener la calidad de las edificaciones, también es importante complementarla con la parte económica, es decir, un buen diseño estructural también buscará optimizar los recursos que se van a emplear en la construcción del proyecto. En el proyecto Lima-Sky se cumplió con los parámetros sismorresistentes y a su vez se verificó, mediante las ratios, que la edificación es óptima en recursos gracias a la adecuada estructuración, predimensionamiento y diseño.
- El uso del programa SAFE 21 mejoró la eficiencia de trabajo y permitió una mejor visualización de la distribución de esfuerzos en las cimentaciones, esto a medida que se fue iterando las dimensiones de las zapatas y vigas de cimentación. Sin embargo, el uso de este programa fue usado como una referencia y los resultados fueron verificados con cálculos manuales para un correcto diseño.



Capítulo 12. Bibliografía

Blanco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Colegio de Ingenieros del Perú. Lima.

Blanco, A. (1991, 13 de junio). Cimentaciones Superficiales y Cimentaciones Profundas [Conferencia]

Harmsen, T. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Instituto Geofísico del Perú. (s.f.). *Mapas sísmicos*. Instituto Geofísico del Perú. Recuperado de <https://ultimosismo.igp.gob.pe/mapas-sismicos>

Liñan, D. (2024). *Diseño estructural, metrados y ratios de un edificio de concreto armado de 8 pisos*. [Tesis de titulación, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio de Tesis PUCP. <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/27860?show=full>

Muñoz, A. (2020). *Comentarios a la norma E030 diseño sismorresistente*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción – SENCICO. Lima.

Ottazzi, G. (2016). *Apuntes del curso de concreto armado*. Lima. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Reglamento Nacional de Edificaciones. (2006). Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas. Lima.

Reglamento Nacional de Edificaciones. (2009). Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado. Lima.

Reglamento Nacional de Edificaciones. (2018). Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente. Lima.



Anexo I: Planos de Arquitectura



Anexo II: Planos de Estructuras

