

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 6

NIVELES EN LINCE

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil

AUTORA:

Carmen Lizeth Meza Mallma

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Enrique Sebastian Carrillo Quispe

ASESOR:

Diego Villagómez Molero


Lima, 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 en concreto armado de un edificio multifamiliar de 6 niveles en Lince, de los autores Carmen Lizeth Meza Mallma y Enrique Sebastian Carrillo Quispe dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 20%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 07/12/2025.
- 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.

San Miguel, Lima, 11 de diciembre del 2025

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

DEDICATORIA

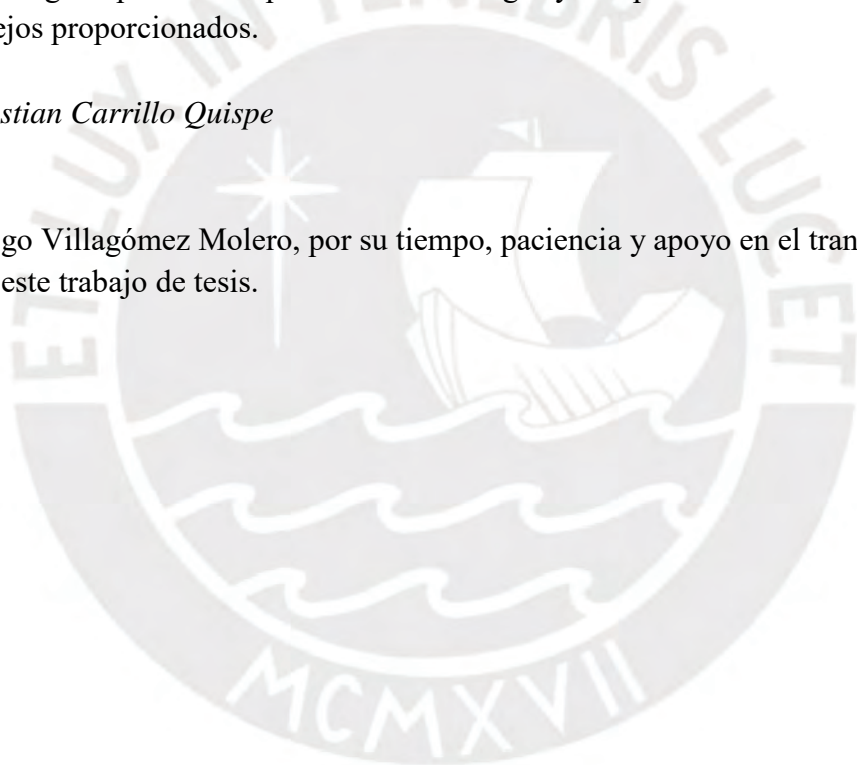
A Dios, por la voluntad, la fortaleza y la vida. A mis padres, Jesús Meza y Valentina Mallma, por su apoyo emocional y por ser prueba viva del amor incondicional y el sacrificio. A Diego Parra, mi compañero de vida, en su resiliencia y fuerza encontré la mía. A mis amigos, por los momentos de escapes, las risas y los consejos.

Carmen Lizeth Meza Mallma

A mis padres Jorge Carrillo y Carmen Quispe, y mi hermana Valeria Carrillo, por darme su apoyo y cariño incondicional en cada momento de mi vida. A mis abuelos, por su aliento y cariño constante. A la memoria de mi abuela Justina Palomino, quien estoy seguro de que podrá ver el presente logro a pesar de su partida. A mis amigos y compañeros laborales, por el apoyo moral y consejos proporcionados.

Enrique Sebastian Carrillo Quispe

Al asesor Diego Villagómez Molero, por su tiempo, paciencia y apoyo en el transcurso del desarrollo de este trabajo de tesis.



RESUMEN

En este trabajo de tesis se desarrolló el análisis y diseño de un edificio multifamiliar de 6 niveles en Lince, Lima. La capacidad portante del suelo es igual a 4kg/cm^2 . La ubicación presenta un suelo gravoso.

El edificio presenta un sistema estructural de muros. Para el techo los elementos estructurales están conformados por losas aligeradas con ladrillos de arcilla, losas macizas de 20cm de peralte. Los pórticos están conformados por columnas de 30x50cm, y vigas de 20x50cm y 25x50cm. Finalmente, la estructura presenta placas de 20 y 25cm apoyadas sobre cimentaciones compuesto por zapatas aisladas, combinadas y conectadas.

Lima está ubicado en una zona altamente sísmica; por tanto, es indispensable que el proyecto de construcción se ejecute en base a planos estructurales correctamente elaborados. Con este fin, se deberá optar por realizar un análisis sísmico y realizar las modificaciones necesarias en los planos arquitectónicos para garantizar la seguridad de los usuarios durante un eventual sismo de gran magnitud.

Se emplean las Normas Técnicas E.020, E.030, y E.060 para garantizar el desarrollo del análisis y diseño estructural, y asegurar un adecuado metrado de cargas, análisis sísmico y diseño estructural. Además, con el uso de los softwares: ETABS, SAFE, y AutoCAD se podrán obtener resultados confiables de los análisis estructurales y planos con adecuado detalle.

INDICE

1. GENERALIDADES	1
1.1 Introducción	1
1.2 Objetivos	1
1.2.1 Objetivo General:	1
1.2.2 Objetivos Específicos:	1
1.3 Marco de referencia	1
1.4 Metodología	2
1.5 Arquitectura	2
1.6 Materiales de construcción	5
1.7 Cargas utilizadas	5
2. ESTRUCTURACIÓN	6
2.1 Simplicidad y simetría	6
2.2 Resistencia y ductilidad	6
2.3 Hiperestaticidad y monolitismo	6
2.4 Uniformidad y continuidad en la estructura	6
2.5 Rigidez lateral	6
2.6 Existencia del diafragma rígido	6
3. PREDIMENSIONAMIENTO	7
3.1 Losas Aligeradas	8
3.2 Losas Macizas	8
3.3 Vigas	8
3.4 Columnas y Placas	9
3.4.1 Parámetro de zonificación (Z):	9
3.4.2 Parámetro de suelo (S):	10
3.4.3 Factor de uso (U):	10
3.4.4 Factor de amplificación dinámica (C):	10
3.4.5 Coeficiente de reducción sísmica (R):	10
4. ANÁLISIS SÍSMICO	11
4.1 Representación del modelado	11
4.2 Parámetros sísmicos	12
4.2.1 Zonificación	12
4.2.2 Parámetros de sitio	12

4.2.3	Factor de amplificación sísmica.....	13
4.2.4	Factor de uso	13
4.3	Modos de frecuencia, masa sísmica, centro de masa y rigidez.....	13
4.3.1	Modos de vibración.....	13
4.3.2	Masa sísmica.....	14
4.3.3	Centro de masa y rigidez.....	14
4.4	Análisis de irregularidades estructurales.....	14
4.4.1	Irregularidades en planta.....	14
4.4.2	Irregularidades en altura	16
4.5	Verificación de sistema estructural	18
4.6	Análisis de derivas	18
4.7	Análisis estático.....	19
4.7.1	Fuerza cortante en la base	19
4.8	Análisis dinámico.....	20
4.8.1	Cortante de diseño y factor de escala.....	21
4.9	Junta sísmica	21
5.	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS	22
5.1	Análisis Estructural	22
5.2	Diseño por flexión.....	22
5.3	Diseño por corte	23
5.4	Refuerzo por contracción y temperatura	23
5.5	Control de deflexiones	24
5.6	Control fisuraciones	24
5.7	Ejemplo de diseño de la losa aligerada	25
5.7.1	Diseño por flexión.....	26
5.7.2	Diseño por corte.....	26
5.7.3	Cálculo de refuerzo por retracción y temperatura.....	27
5.7.4	Control de deflexiones	27
5.7.5	Verificación de fisuración.....	28
6.	DISEÑO DE LOSAS MACIZAS.....	29
6.1	Análisis estructural.....	29
6.2	Diseño por flexión.....	30
6.3	Diseño por cortante	31

6.4	Ejemplo de diseño de una losa maciza.....	32
6.4.1	Diseño por flexión.....	33
6.4.2	Diseño por corte.....	33
7.	DISEÑO DE VIGA CHATA	35
7.1	Análisis estructural.....	35
7.2	Diseño por flexión.....	35
7.3	Diseño por corte	35
7.4	Diseño de la viga chata VCH-01.....	35
7.4.1	Diseño por flexión.....	36
7.4.2	Diseña por corte	37
8.	DISEÑO DE VIGAS	38
8.1	Análisis estructural.....	38
8.2	Diseño por flexión.....	38
8.2.1	Acero mínimo	39
8.2.2	Acero máximo.....	39
8.3	Diseño por cortante	39
8.4	Corte de refuerzo.....	42
8.5	Longitud de anclaje y gancho estándar	42
8.5.1	Longitud de desarrollo	42
8.5.2	Gancho estándar.....	44
8.6	Empalmes por traslape del refuerzo	45
8.7	Control de deflexiones y fisuración	46
8.8	Diseño de la viga VP-06.....	47
8.8.1	Diseño por Flexión.....	48
8.8.2	Diseño por corte.....	51
8.8.3	Diseño por capacidad y amplificación de sismo.....	52
8.8.4	Control de deflexiones y fisuraciones.....	53
8.9	Diseño de la viga VP-02.....	54
8.9.1	Diseño por Flexión.....	55
8.9.2	Diseño por corte.....	59
8.9.3	Diseño por capacidad y amplificación de sismo.....	61
8.9.4	Control de deflexiones y fisuraciones.....	62
9.	DISEÑO DE COLUMNAS.....	64

9.1	Análisis estructural.....	64
9.2	Control de esbeltez.....	64
9.3	Diseño por flexocompresión.....	64
9.3.1	Diseño por flexocompresión.....	64
9.4	Diseño por corte y capacidad.....	65
9.5	Diseño de la columna C-5.....	68
9.5.1	Control de esbeltez y metrado de cargas.....	68
9.5.2	Diseño por flexocompresión.....	69
9.5.3	Diseño por corte y capacidad.....	71
10.	DISEÑO DE PLACAS.....	74
10.1	Análisis Estructural.....	74
10.2	Diseño por flexocompresión.....	74
10.3	Elementos de borde.....	74
10.4	Diseño por cortante.....	75
10.5	Diseño de la Placa PL-1.....	77
10.5.1	Diseño por flexocompresión.....	78
10.5.2	Verificación de los elementos de Borde.....	79
10.5.3	Diseño por corte.....	80
10.6	Diseño de la Placa PL-8.....	82
10.6.1	Diseño por flexocompresión.....	83
10.6.2	Verificación de los elementos de Borde.....	85
10.6.3	Diseño por corte.....	85
11.	DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	89
11.1	Dimensionamiento por presión admisible.....	89
11.2	Dimensionamiento por Meyerhof.....	90
11.3	Diseño por punzonamiento.....	91
11.4	Verificación por corte.....	92
11.5	Diseño por flexión.....	92
11.6	Diseño de la zapata aislada C-3.....	92
11.6.1	Diseño y verificación por Punzonamiento.....	94
11.6.2	Diseño y verificación por Corte.....	95
11.6.3	Diseño Por Flexión.....	95
11.7	Diseño de zapata conectada.....	96

11.7.1	Diseño y verificación por Punzonamiento.....	99
11.7.2	Diseño y verificación por Corte.....	99
11.7.3	Diseño Por Flexión	99
11.7.4	Diseño de Viga de Cimentación	101
12.	DISEÑO DE ESCALERAS.....	102
12.1	Ejemplo de diseño	103
12.1.1	Diseño por flexión.....	103
12.1.2	Diseño por cortante	104
12.1.3	Diseño de cimentación de escalera	105
13.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	106
14.	BIBLIOGRAFÍA	107



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Esquema de la planta del nivel 1.	3
Figura 2 Esquema de planta típica, niveles 2, 3, 4, 5 y 6.	4
Figura 3 Aligerado típico de estructuración.	7
Figura 4 Modelo del proyecto.	11
Figura 5 Planta de piso típico.	15
Figura 6 Derivas máximas para cada nivel en dirección “X”, con excentricidad de masa en “Y”.	18
Figura 7 Derivas máximas para cada nivel en dirección “Y” con excentricidad de masa en “X”.	19
Figura 8 Espectro de aceleraciones.	20
Figura 9 Sección típica de vigueta aligerado de 20 cm de altura	22
Figura 10 Detalle del acero para resistir esfuerzos cortantes en la vigueta.	23
Figura 11 Área efectiva de concreto sometida a tracción.	24
Figura 12 Ubicación referencial de una vigueta entre los ejes A y B.	25
Figura 13 Idealización de viguetas.	26
Figura 14 Diagrama de momentos flectores (DMF).	26
Figura 15 Diagrama de fuerzas cortante (DFC).	26
Figura 16 Idealización de los momentos de servicios.	28
Figura 17 Diagrama de momentos de servicio.	28
Figura 18 Diseño final de la losa Aligerada	28
Figura 19 Detalle del aligerado $h=0.20$	28
Figura 20 Ubicación del paño de losa maciza	32
Figura 21 Diseño final del paño de losa maciza.	34
Figura 22 Vista detallada del paño de losa maciza.	34
Figura 23 Ubicación de la VCH01.	36
Figura 24 Ubicación de la VCH-01 del primer ejemplo de diseño.	36
Figura 25 DMF de la VCH-01.	36
Figura 26 DFC de la VCH-01.	37
Figura 27 Detalle general de VCH-01.	37
Figura 29 Fuerza cortante del diseño por capacidad en vigas.	41
Figura 30 Resumen y comparativo de los requerimientos de acero por corte.	41
Figura 31 Longitud de desarrollo.	43
Figura 32 Diámetros mínimos de doblez.	44
Figura 33 Consideraciones para los ganchos y grapas.	45
Figura 34 Empalmes por traslape en vigas y losas.	46
Figura 35 Ubicación de la viga en el eje F-F.	47
Figura 36 Envoltente de la VP-06 – Tramo 01.	48
Figura 37 Envoltente de la VP-06 – Tramo 02.	48
Figura 38 Envoltente de la VP-06 – Tramo 03.	49
Figura 39 Longitudes prácticas de bastones de refuerzo de acero.	51
Figura 40 Envoltente de FC de la VP-06 – Tramo 01.	51

Figura 41	Envolvente de FC de la VP-06 – Tramo 02.	51
Figura 42	Envolvente de FC de la VP-06 – Tramo 03.	52
Figura 43	Distribución final del acero de la VP-06.....	54
Figura 44	Vista en planta de la VP-02.....	54
Figura 45	Envolvente de la VP-02 – Tramo 01.....	55
Figura 46	Envolvente de la VP-02 – Tramo 02.....	56
Figura 47	Envolvente de la VP-02 – Tramo 03.....	56
Figura 48	Envolvente de la VP-02 – Tramo 04.....	56
Figura 49	Envolvente de la VP-02 – Tramo 05.....	57
Figura 50	Envolvente de FC de la VP-02 – Tramo 01.....	59
Figura 51	Envolvente de FC de la VP-02 – Tramo 02.....	59
Figura 52	Envolvente de FC de la VP-02 – Tramo 03.....	60
Figura 53	Envolvente de FC de la VP-02 – Tramo 04.....	60
Figura 54	Envolvente de FC de la VP-02 – Tramo 05.....	60
Figura 55	Diseño de la viga VP-02.....	63
Figura 56	Diagrama de interacción típico para columnas.....	65
Figura 57	Ubicación de la columna C-05.....	68
Figura 58	Área tributaria de C-5.....	68
Figura 59	Sección transversal.....	69
Figura 60	Diagrama de interacción la dirección 2-2.....	70
Figura 61	Diagrama en la dirección 3-3.....	71
Figura 62	Diseño de la Columna C-5.....	73
Figura 63	Elementos de borde de Placa.....	75
Figura 64	Ubicación de la placa PL-1.....	77
Figura 65	Modelado de la placa PL-1.....	78
Figura 66	Verificación de la PL-1 en la dirección 2-2.....	79
Figura 67	Verificación de la PL-1 en la dirección 3-3.....	79
Figura 68	Diseño final de la PL-1.....	82
Figura 69	Ubicación de la placa PL-8.....	82
Figura 70	Modelado de la placa PL-8.....	84
Figura 71	Verificación de la PL-8 en la dirección 2-2.....	84
Figura 72	Verificación de la PL-8 en la dirección 3-3.....	84
Figura 73	Diseño final de la Placa PL-8.....	88
Figura 74	Plano preliminar de cimentaciones del proyecto.....	89
Figura 75	Redistribución de esfuerzos de forma rectangular.....	91
Figura 76	Ubicación de la zapata de la columna C-3.....	93
Figura 77	Diseño de la cimentación de la columna C-3.....	96
Figura 78	Ubicación de las zapatas PL-9 y PL-10.....	96
Figura 79	Modelo analítico de la zapata de PL-9 de esfuerzos máximos.....	97
Figura 80	Modelo analítico de la zapata de PL-10 de esfuerzos máximos.....	98
Figura 81	Envolvente diagrama de fuerza cortante (DFC) de viga de cimentación.....	98
Figura 82	Envolvente diagrama de momento flector (DMF) de viga de cimentación.....	99
Figura 83	Modelo analítico de la zapata de PL-9 de momento flector.....	100
Figura 84	Diseño final de la zapata de PL-9.....	100

Figura 85	Refuerzo para la viga mayor a 90cm.....	102
Figura 86	Diseño de la viga de cimentación VC-12.....	102
Figura 87	Tramo típico de escalera con dimensiones generales.....	103
Figura 88	Diagrama de momento flector (DMF) de tramo 2 del piso típico.....	104
Figura 89	Diagrama de fuerzas cortantes (DFC) – Tramo 2	104
Figura 90	Diseño de tramo 2 del piso típico de escalera.	104
Figura 91	Diagrama de fuerza axial (DFA) de tramo 1 del primer piso.	105
Figura 92	Diagrama de fuerza cortante (DFC) de tramo 1 del primer piso.....	105
Figura 93	Diseño de tramo 1 del primer piso de escalera.....	106



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Factores de reducción.	5
Tabla 2 Combinaciones de cargas con sus ampliaciones.....	5
Tabla 3 Predimensionamiento de la Viga	8
Tabla 4 Predimensionamiento de las columnas	9
Tabla 5 Alturas introducidas en el ETABS.....	11
Tabla 6 Coeficientes de zona sísmica.	12
Tabla 7 Factores de Suelo.	12
Tabla 8 Periodos “T _P ” y “T _L ”.	12
Tabla 9 Periodos y masas participantes.	13
Tabla 10 Masa Sísmica en “X” e “Y”.	14
Tabla 11 Parámetros: Centro de masa, Rigidez y Excentricidades.....	14
Tabla 12 Análisis por torsión en la dirección “X”.	16
Tabla 13 Análisis por torsión en la dirección “Y”.	16
Tabla 14 Análisis por irregularidad de masa o peso.	17
Tabla 15 Rigideces por cada entrepiso.	17
Tabla 16 Porcentaje de absorción de la cortante basal.....	18
Tabla 17 Derivas en la dirección “X” con excentricidad en masa en “Y”	18
Tabla 18 Derivas en la dirección “Y” con excentricidad de masa en “X”.....	19
Tabla 19 Parámetros para determinar la cortante basal estática.	19
Tabla 20 Análisis traslacional en la dirección “X”.	20
Tabla 21 Análisis traslacional en la dirección “Y”.	20
Tabla 22 Periodos traslacionales en la dirección “X” e “Y”.....	20
Tabla 23 Cortante basal estática.....	20
Tabla 24 Cortante de diseño y factor de escala.....	21
Tabla 25 Aceros mínimos y balanceados.....	22
Tabla 26 Peraltes mínimos de vigas o losas en una dirección	24
Tabla 27 Resumen de metrado de Cargas.....	26
Tabla 28 Determinación del Acero requerido y colocado para la losa aligerada 1-2.	26
Tabla 29 Determinación del Acero de Temperatura.....	27
Tabla 30 Distribución del acero colocado.....	27
Tabla 31 Valores de los coeficientes aplicables a los momentos negativos.	29
Tabla 32 Valores de los coeficientes aplicables a los momentos positivos generados por la CM.	30
Tabla 33 Valores de los coeficientes aplicables a los momentos positivos generados por la CV.	30
Tabla 34 Distribución del refuerzo de la losa maciza.....	33
Tabla 35 Resultados de diseño por flexión de VCH-01.....	37
Tabla 36 Longitud de desarrollo según el diámetro de las barras de refuerzo.....	42
Tabla 37 Anclaje con gancho estándar	43
Tabla 38 Longitudes de Anclaje en Tracción – Barras Inferiores (Tabla 21-2).	43
Tabla 39 Longitudes de Anclaje en Tracción – Barras Superiores (Tabla 21-3).....	44
Tabla 40 Clasificación de empalmes por traslape en tracción.	45

Tabla 41	Parámetros para el diseño de la Viga.....	49
Tabla 42	Cálculos del Tramo 01.	49
Tabla 43	Cálculos del Tramo 02.	50
Tabla 44	Cálculos del Tramo 03.	50
Tabla 45	Corte Final de la Viga VP-06.....	51
Tabla 46	Cálculos del espaciamiento máximo.....	52
Tabla 47	Cálculos del espaciamiento de estribos VP-06.	53
Tabla 48	Control de Fisuramiento VP-06.	53
Tabla 49	Parámetros para el diseño de la VP-02.	57
Tabla 50	Cálculos de la VP-02 - Tramo 01.	57
Tramo 51	Cálculos de la VP-02 - Tramo 02.....	58
Tabla 52	Cálculos de la VP-02 - Tramo 04.	58
Tabla 53	Cálculos de la VP-02 Tramo 05.....	58
Tabla 54	Corte Final de la Viga VP-02.....	59
Tabla 55	Cálculos del espaciamiento máximo.....	61
Tabla 56	Cálculos del espaciamiento de estribos VP-02.	62
Tabla 57	Control de Fisuramiento VP-02.	62
Tabla 58	Cargas aplicadas en la columna C-5.	69
Tabla 59	Cargas aplicadas en la columna C-5.	70
Tabla 60	Esquema del refuerzo en el sentido 2-2.	70
Tabla 61	Centroide Plástico y carga concéntrica en el sentido 2-2.	70
Tabla 62	Esquema del refuerzo en el sentido 3-3.	71
Tabla 63	Coefficiente αc	76
Tabla 64	Solicitaciones de carga del primer nivel de la PL-1.	77
Tabla 65	Combinaciones de carga para para el primer nivel PL-1, sismo en X.	78
Tabla 66	Combinaciones de carga para el primer nivel PL-1, sismo en Y.....	78
Tabla 67	Acero horizontal.....	81
Tabla 68	Acero vertical.....	81
Tabla 69	Solicitaciones de carga del primer nivel de la PL-8.	82
Tabla 70	Combinaciones de carga para el primer nivel PL-8, sismo en X.....	83
Tabla 71	Combinaciones de carga para el primer nivel PL-8, sismo en Y.....	83
Tabla 72	Acero horizontal.....	86
Tabla 73	Acero vertical.....	86
Tabla 74	Cargas de columna C-3.	93
Tabla 75	Dimensiones de la zapata de la columna C-3.	93
Tabla 76	Cargas propias y provenientes del terreno.	93
Tabla 77	Verificación de esfuerzos sobre el terreno.....	94
Tabla 78	Reacción última de terreno.	94
Tabla 79	Cortante último de la cimentación la columna C-3.	95
Tabla 80	Resistencia de diseño de la cimentación de la columna C-3.	95
Tabla 81	Verificación por cortante de la zapata de la columna C-3.	95
Tabla 82	Diseño por flexión la zapata de la columna C-3.....	96
Tabla 83	Cargas de la placa PL-9.	97
Tabla 84	Cargas de la placa PL-10.	97

Tabla 85 Área tentativa de la zapata de PL-9.	97
Tabla 86 Esfuerzos de la zapata de PL-9 y PL-10 sobre el terreno.	98
Tabla 87 Cortante último de la zapata de PL-9.....	99
Tabla 88 Resistencia de diseño de la zapata de PL-9.	99
Tabla 89 Verificación por cortante de la zapata de PL-9.....	99
Tabla 90 Diseño por flexión del cimiento de PL-9.....	100
Tabla 91 Parámetros para el Diseño de la Viga.	101
Tabla 92 Cálculos de cuantía de acero por diseño por flexión.	101
Tabla 93 Cálculos del aporte de acero al corte requerido.	101



1. GENERALIDADES

1.1 Introducción

Debido a la actividad sísmica en la región de Lima, es esencial que todos los proyectos de construcción sean realizados conforme al diseño de planos estructurales minuciosamente elaborados. Esto implica que, previo a la ejecución del proyecto, se realice un análisis sísmico basado en el diseño estructural correspondiente. De esta manera, se podrá efectuar las modificaciones en los planos de arquitectónicos para garantizar la resistencia adecuada de la estructura ante un sismo de alta magnitud.

Para el análisis y diseño estructural de la edificación se aplican las Normas Técnicas de Cargas E.020, la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 y la Norma de Concreto Armado E.060. De esta manera, se garantiza frente a cargas gravitacionales como frente a la acción sísmica. Además, la utilización de softwares facilita la realización de los análisis estructurales correspondientes y la elaboración de planos en concreto armado con un mayor nivel de precisión y detalle.

1.2 Objetivos

1.2.1 *Objetivo General:*

- Elaborar un análisis y diseño estructural de un proyecto de edificación multifamiliar de 6 niveles, ubicado en el distrito de Lince, en el departamento de Lima.

1.2.2 *Objetivos Específicos:*

- Desarrollar el predimensionamiento de los elementos estructurales teniendo en cuenta el diseño arquitectónico del proyecto.
- Realizar los planos estructurales para el desarrollo del casco de la edificación.

1.3 Marco de referencia

Comprender las necesidades del cliente es esencial, en primer lugar, para el desarrollo de un diseño arquitectónico inicial del proyecto. En segundo lugar, servirá como base para la posterior elaboración del sistema estructural. Es decir, el sistema estructural se acopla a las especificaciones del proyecto y se fundamenta en los planos arquitectónicos. Sin embargo, es importante destacar que estos planos pueden ser modificados durante el proceso de análisis estructural, siempre en colaboración con el arquitecto. Durante este proceso, es indispensable cumplir con las normativas técnicas específicas, las cuales varían según el país donde se esté llevando a cabo el diseño. En el caso de Perú, se disponen de las normativas para el diseño de edificaciones en concreto armado: E.020, E.030 y E.060. Estas normas contienen lineamientos, aspectos y principios teóricos que deben cumplirse rigurosamente los cuales se explicarán a continuación:

La Norma E.020 (2006) establece que todos los componentes de una edificación deberán ser capaces de resistir las cargas resultantes de acuerdo con el uso proyectado. En primer lugar, muestra que la cuantificación de las cargas muertas se basa en el peso del componente y los elementos que se encuentren interactuando directamente con ellos, como dispositivos de servicio y tabiques. En segundo lugar, señala que las cargas vivas, denominadas como sobrecargas de uso, dependen de la ocupación del espacio en el que se encuentre el componente estructural a analizar. Por último, indica que las cargas sísmicas deben ser analizadas con el uso complementario de la Norma E.030.

La Norma E.030 (2018) categoriza y define los parámetros de diseño en función de la ubicación y de la funcionalidad que tendrá el edificio durante su periodo de servicio. Además, brinda consideraciones y tipos de análisis, los cuales deben cumplir antes con el diseño estructural.

Finalmente, la Norma E.060 (2009) establece los parámetros necesarios para determinar el dimensionamiento y las cuantías de refuerzo necesarias para el proyecto.

1.4 Metodología

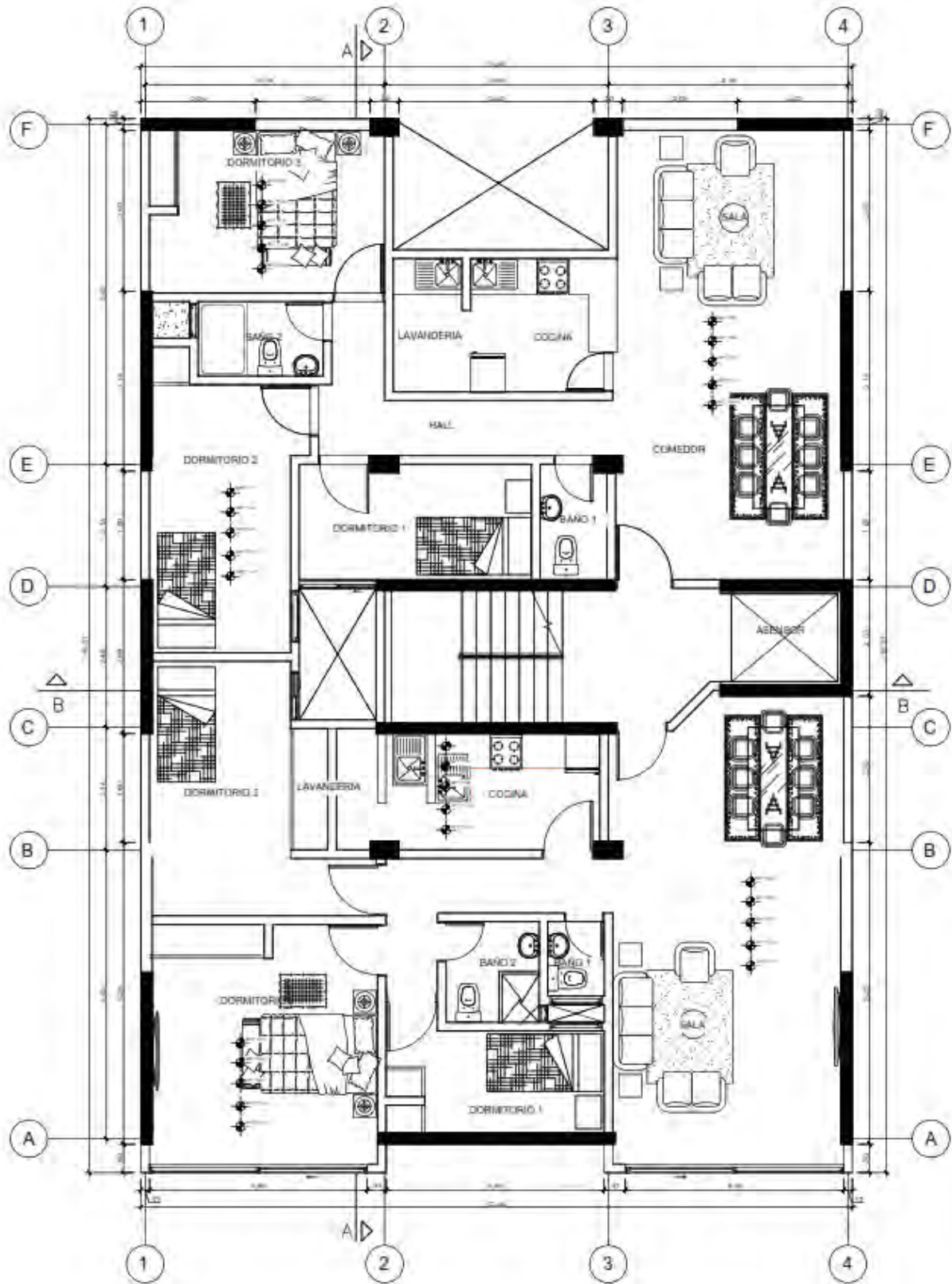
El diseño y análisis estructural es un proceso cuantitativo. Está vinculado con los resultados de un análisis sismorresistente, cuyo proceso implica una serie de iteraciones. En este proceso, en primer lugar, se utilizan los planos arquitectónicos para comenzar a predimensionar los elementos estructurales, los cuales pueden o no influir en el diseño arquitectónico del edificio, siempre que no alteren de manera negativa en su estética, funcionalidad y costo. Posteriormente, se determinan y evalúan las cargas que actuarán sobre la edificación, con el fin de estudiar el comportamiento del sistema estructural y verificar si se requieren ajustes en los planos arquitectónicos. De esta manera, se inicia el proceso de revisión y modificación de manera iterativa.

Se plasmará el sistema en un modelo computacional para llevar a cabo un análisis sísmico y asegurarse de que se cumplan con los requisitos de la Norma E.030; caso contrario, se optará por cambiar la estructura del sistema previamente prediseñada y/o la disposición arquitectónica original del edificio. Finalmente, se realiza el diseño de los elementos estructurales: losas macizas, losas aligeradas, vigas, columnas, placas y cimentaciones.

1.5 Arquitectura

La estructura está basada en los siguientes planos arquitectónicos mostrados en las Figuras 1 y 2.

Figura 2 Esquema de planta típica, niveles 2, 3, 4, 5 y 6.



1.6 Materiales de construcción

Los materiales para utilizar en la edificación son los que se mencionan a continuación:

- Concreto Armado:
 - Diseñado con una resistencia de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - Módulo de elasticidad $E_c = 217370 \text{ kg/cm}^2$
 - Deformación unitaria $\epsilon = 0.003$
 - Acero ASTM A615-G.60, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - Módulo de elasticidad $E_y = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Concreto Ciclópeo
 - Diseñado con un 30% de grava gruesa grande, resistencia de $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$
- Albañilería
 - Ladrillo King Kong de arcilla de 18 huecos

1.7 Cargas utilizadas

Se clasifica en dos grupos principales: Carga Muerta (CM) y Carga Viva (CV). Según la Norma E.020 (2006), en el contexto de una vivienda, se establecen los siguientes valores:

- Cargas Muertas:
 - Concreto armado = 2400 kg/m^3
 - Albañilería de ladrillo King Kong = 1800 kg/m^3
 - Tarrajeo = 50 kg/m^3
 - Piso terminado (5cm de espesor) = 100 kg/m^3
- Cargas Vivas
 - Sobrecarga en pisos típicos = 200 kg/m^3
 - Sobrecarga en azotea = 100 kg/m^3

Asimismo, con el propósito de calcular la resistencia de diseño, se utiliza los coeficientes de reducción (ϕ) y combinaciones de cargas, mostrados en la Tablas 1 y 2 (Norma E.060, 2009):

Tabla 1 Factores de reducción.

Solicitud	Factor ϕ
Flexión sin carga axial	0.90
Carga axial de tracción con o sin flexión	0.90
Carga axial de compresión con o sin flexión	0.70
Cortante y torsión	0.85

Nota. Adaptado de *Norma Técnica E.060: Concreto Armado* (2009).

Tabla 2 Combinaciones de cargas con sus ampliaciones.

Combinaciones de cargas
1.4 CM + 1.7 CV
1.25 (CM + CV) \pm S
0.9 CM \pm S

Nota. Adaptado de *Norma Técnica E.060: Concreto Armado* (2009).

2. ESTRUCTURACIÓN

2.1 Simplicidad y simetría

La simplicidad en una estructura permite llevar a cabo un análisis más preciso. Esto se debe a que en un modelo analítico simple se pueden obtener resultados que reflejen con mayor fidelidad la realidad. En adición a ello, la simetría conlleva la organización equilibrada de componentes de una estructura en relación con un eje, plano o punto central (Blanco, A., 1994).

2.2 Resistencia y ductilidad

La incorporación de resistencia en el diseño estructural implica la selección de materiales, el dimensionamiento, y la aplicación de factores de seguridad. Por otro lado, la capacidad de deformación sin colapso, conocida como ductilidad estructural, es esencial, especialmente al considerar que la edificación puede enfrentar eventos sísmicos (Blanco, A., 1994).

2.3 Hiperestaticidad y monolitismo

En una estructura se caracteriza por ser hiperestática para que se generen rótulas plásticas que disipen la energía sísmica sin comprometer la estabilidad y debe ser monolítica con la finalidad de que se garanticen las hipótesis de diseño sismorresistente (Blanco, A., 1994).

2.4 Uniformidad y continuidad en la estructura

Para que una estructura se considere uniforme y continua, el sistema no debe presentar cambios significativos en sus elementos verticales. Esta consideración garantiza la minimización de variaciones significativas en las deformaciones de entrepisos, evitando así el fenómeno conocido como "piso blando" (Blanco, A., 1994).

2.5 Rigidez lateral

Capacidad de la estructura para resistir cargas horizontales mediante la acción conjunta de sus elementos. En sismos leves mantiene el comportamiento elástico, y en eventos fuertes ayuda a limitar deformaciones que podrían comprometer su estabilidad (Blanco, A., 1994).

2.6 Existencia del diafragma rígido

Consiste en la idealización de las losas como elementos indeformables, garantizando desplazamientos uniformes frente a cargas horizontales. Por ello, las plantas deben ser simples, rectangular y simétricas, evitando aberturas o geometrías complejas que generen deformaciones (Blanco, A., 1994).

3.1 Losas Aligeradas

Según los criterios propuestos por Blanco (1994), el predimensionamiento de las losas aligeradas se calcula con las siguientes consideraciones:

- $h=17\text{cm} \rightarrow$ luz libre menor a 4m.
- $h=20\text{cm} \rightarrow$ luz libre entre 4 y 5.50m.
- $h=25\text{cm} \rightarrow$ luz libre entre 5 y 6.50m.
- $h=30\text{cm} \rightarrow$ luz libre entre 6 y 7.70m.

La longitud de la luz mayor es de 4.18m; por ello, se empleará un espesor de 20cm para la estructura del edificio. Se deberá mantener una distancia libre máxima de 5.50m.

3.2 Losas Macizas

Se calculará mediante los siguientes criterios (Blanco, 1994):

- $h=12\text{cm} \rightarrow$ luz libre $\leq 4.00\text{m}$
- $h=15\text{cm} \rightarrow$ luz libre $\leq 5.50\text{m}$
- $h=20\text{cm} \rightarrow$ luz libre $\leq 6.50\text{m}$
- $h=25\text{cm} \rightarrow$ luz libre $\leq 7.50\text{m}$

Se tiene una luz mayor de 4.18m. Se puede emplear un peralte de 15cm; sin embargo, con la finalidad de mantener una altura homogénea de piso a fondo de losa y facilitar el paso de instalaciones sanitarias, se utilizará una altura de 20cm.

3.3 Vigas

El peralte de las vigas se estima entre la décima y doceava parte de la luz libre. Además, Blanco (1994) propone rangos de dimensiones recomendadas según la longitud de la viga:

- $L \leq 5.5\text{m} \rightarrow 0.25 \times 0.50 \text{ m} / 0.30 \times 0.50 \text{ m}$
- $L \leq 6.5\text{m} \rightarrow 0.25 \times 0.60 \text{ m} / 0.30 \times 0.60 \text{ m} / 0.40 \times 0.60 \text{ m}$
- $L \leq 7.5\text{m} \rightarrow 0.25 \times 0.70 \text{ m} / 0.30 \times 0.70 \text{ m} / 0.40 \times 0.70 \text{ m} / 0.50 \times 0.70 \text{ m}$
- $L \leq 8.5\text{m} \rightarrow 0.30 \times 0.75 \text{ m} / 0.40 \times 0.75 \text{ m} / 0.30 \times 0.80 \text{ m} / 0.40 \times 0.80 \text{ m}$
- $L \leq 9.5\text{m} \rightarrow 0.30 \times 0.85 \text{ m} / 0.30 \times 0.90 \text{ m} / 0.40 \times 0.85 \text{ m} / 0.40 \times 0.90 \text{ m}$

Se considerarán las dimensiones mostradas en la Tabla 3.

Tabla 3 Predimensionamiento de la Viga

EJE	Viga	Máx. luz libre	Predimensionamiento (bxh)
1	VP-01	4.15-1.90-2.80	20X50
2	VP-02	2.20-4.80-1.87-1.90-5.60	25X50; 25X60
3	VP-03	2.20-4.80-1.87-1.90-5.60	25X50; 25X60
3-4	VP-04	1.53	20X50
4	VP-05	4.80-1.90-2.80	20X50
F	VP-06	2.00-3.40-2.00	20X50
E-F	VP-07	3.65	25X50
E	VP-08	3.80-3.40-3.80	25X50
D	VP-09	3.90-1.82	20X50
C	VP-10	3.90	20X50
C-D	VP-11	1.82	20X50
B	VP-12	3.80-3.40-3.80	25X50
A-B	VP-13	3.65	25X50
A	VP-14	3.93-3.93	20X50

3.4 Columnas y Placas

Se emplea las siguientes expresiones (Blanco, 1994):

- Columnas interiores: $A_c = P_{servicio} * 0.45 * f_c$
- Columnas exteriores o esquineras: $A_c = P_{servicio} * 0.35 * f_c$

La Norma E.060 (2009), en su artículo 21.6.1.2, presenta que toda columna estructural de concreto armado cómo mínimo tiene una dimensión de 25c en su lado menor. Para este proyecto, se calcula la carga en servicio mediante la siguiente expresión:

- $P_{servicio} = 1.0 * \text{Área Tributaria} * \text{Número de pisos}$

A continuación, se presenta el predimensionamiento de las columnas en la Tabla 4:

Tabla 4 Predimensionamiento de las columnas

Columna	A. Tributaria (m ²)	P _{servicio} (ton)	Área Columna (cm ²)	Dimensión (cm)	
C-1	5.92	35.52	261.07	25	25
C-2	5.92	35.52	261.07	25	25
C-3	16.16	96.96	916.27	30	40
C-4	16.16	96.96	916.27	30	40
C-5	14.18	85.08	804.01	30	30
C-6	14.18	85.08	804.01	30	30

Para evitar el mecanismo de “viga fuerte - columna débil”, se seleccionan como referencia las columnas C-3 y C-4. En este sentido, se plantean que sus dimensiones sean de 0.30 x 0.50m.

Se procede a calcular el predimensionamiento de placas, por tanto, se determina la cortante basal estática de acuerdo con los lineamientos de la Norma E.030 (2018):

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

El área techada es de 225.77 m² y la estructura posee 6 niveles. Para este diseño estructural de placas, se elige un ancho de 20 y 25 cm.

El peso total de la edificación es calculado de la siguiente forma:

$$P = 1.0 \text{ ton/m}^2 * 225.77 \text{ m}^2 * 6 = 1354.62 \text{ ton}$$

Los parámetros para el cálculo de la cortante basal se obtienen utilizando la norma (Norma E.030, 2018):

3.4.1 Parámetro de zonificación (Z):

La edificación se localiza en Lince, Lima. En consecuencia, el proyecto se clasifica dentro de la zona Z4, cuyo coeficiente Z es igual a 0.45.

3.4.2 Parámetro de suelo (S):

Como la estructura se ubica al sur de la región de Lima, se puede suponer la existencia de suelos muy rígidos (S1). Entonces, le corresponde el valor de 1 para un tipo Z4.

3.4.3 Factor de uso (U):

Una vivienda multifamiliar se denomina una edificación tipo C o común. Por ello, el factor de uso U presenta un valor de 1.

3.4.4 Factor de amplificación dinámica (C):

Dado que el terreno corresponde a la categoría S1, se consulta la Tabla N.º4 de la Norma E.030 (2018), y se obtienen los siguientes valores.

- $T_p = 0.40 \text{ s}$
- $T_L = 2.50 \text{ s}$

El cálculo del periodo fundamental se realiza mediante la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_t} = \frac{16.8}{60} = 0.28$$

Entonces, como $T < T_p$, el valor del factor de amplificación sísmica (C) es de 2.5.

3.4.5 Coeficiente de reducción sísmica (R):

El edificio se clasifica como una estructura de muros estructurales, por lo que se adopta un coeficiente $R=6$, sin considerar posibles irregulares en planta y en la altura. A partir de ello, se obtienen los siguientes parámetros:

- Peso del edificio = 1354.62 ton, $Z = 0.45$, $U = 1.0$, $C = 2.5$, $S = 1.0$ y $R = 6$

Con dichos valores, se calcula la cortante basal de la siguiente manera:

$$V_{basal} = \frac{1.0 * 1.0 * 2.5 * 0.45}{6} * 1354.62 = 254 \text{ ton}$$

Se calcula el Área_{min} requerida de placas en cada eje, utilizando la siguiente expresión:

$$A_{min} = \frac{V_{basal}}{0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c}} = \frac{254 * 10^3}{0.85 * 0.53 * \sqrt{210}} = 38907 \text{ cm}^2 = 3.89 \text{ m}^2$$

Por último, se calcula las áreas mínimas de las placas para ambos ejes principales “X” e “Y”.

- Eje “X”: $A_x = 0.20(2.10 * 2 + 4.15) + 0.25(4.175 * 2 + 2.30 * 2) = 4.91 \text{ m}^2$
- Eje “Y”: $A_y = 0.20 * (5.25 * 2 + 3.14 * 2) + 0.25(2.69 + 2.03) = 4.54 \text{ m}^2$

Como las áreas de las placas en cada eje son mayores al valor del área mínima requerida, entonces el predimensionamiento es adecuado en ambos ejes.

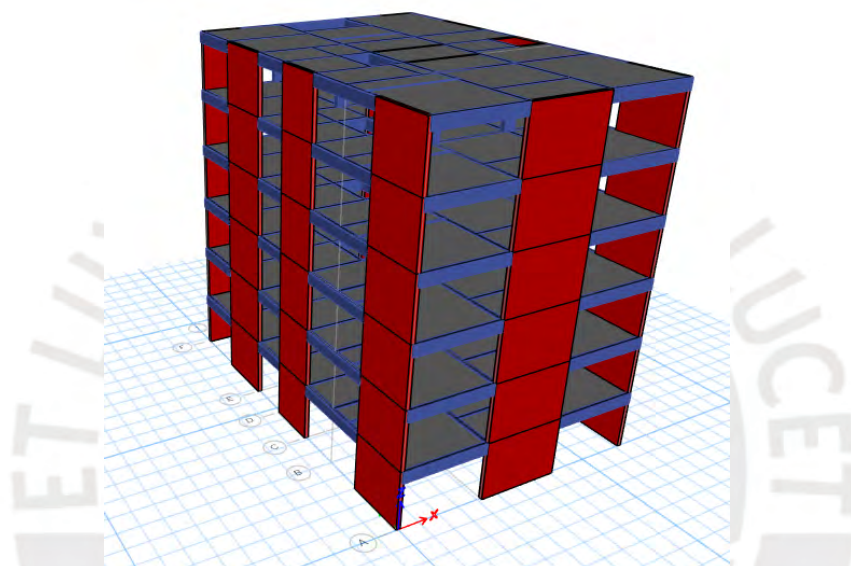
4. ANÁLISIS SÍSMICO

4.1 Representación del modelado

La edificación consta de seis niveles, para su representación se considera un sistema de diafragmas rígidos y tres grados de libertad por piso.

Se encuentra ubicado en Lince (Lima), sobre un suelo tipo S1, razón por la cual la estructura se modeló con empotramiento en la base. Dado el número de niveles y las características del edificio, se adoptó un sistema resistente conformado por muros y columnas como se observa en la Figura 4.

Figura 4 Modelo del proyecto.



Para realizar este modelado, las columnas y las vigas peraltadas fueron modelados con el parámetro Frame. Las losas aligeradas y las macizas fueron modelado con el parámetro Slab del tipo membrana. Las placas se modelaron con el parámetro Wall tipo Shell.

Finalmente, se consideró una altura típica de 2.80 m. En la Tabla 5 se muestra las alturas introducidas en el programa.

Tabla 5 Alturas introducidas en el ETABS.

Piso	Altura (m)	Elevación (m)
T6	2.80	16.80
T5	2.80	14.00
T4	2.80	11.20
T3	2.80	8.40
T2	2.80	5.60
T1	2.80	2.80
BASE		0.00

4.2 Parámetros sísmicos

4.2.1 Zonificación

La edificación se ubica en el distrito de Lince, Lima. zona que pertenece al nivel sísmico Z4. Según la clasificación de la Norma E.030 (2018), esta zona presenta un valor de $Z = 0.45$, tal como se indica en la Tabla 6:

Tabla 6 Coeficientes de zona sísmica.

FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
Z4	0.45
Z3	0.35
Z2	0.25
Z1	0.10

Nota. Adaptado de *Norma Técnica E.030: Diseño sismorresistente* (2018).

4.2.2 Parámetros de sitio

La categorización del suelo se realiza de acuerdo con la Norma E.030 (2018), artículo 9:

- S0 → roca muy dura
- S1 → suelos muy rígidos
- S2 → suelos de rigidez intermedia
- S3 → suelos blandos
- S4 → suelos con condiciones especiales

El suelo presente en la vivienda multifamiliar es el tipo S1, el cual permite determinar los factores de suelo y los periodos " T_p " y " T_L ", presentados en las Tablas 7 y 8.

Tabla 7 Factores de Suelo.

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

Nota. Adaptado de *Norma Técnica E.030: Diseño sismorresistente* (2018).

Tabla 8 Periodos " T_p " y " T_L ".

PERIODOS " T_p " y " T_L "				
Perfil de suelo				
T \ S	S0	S1	S2	S3
T_p	0.30	0.40	0.60	1.00
T_L	3.00	2.50	2.00	1.60

Nota. Adaptado de *Norma Técnica E.030: Diseño sismorresistente* (2018).

Para el presente proyecto, los periodos correspondientes son $T_p = 0.4s$ y $T_L = 2.5 s$.

4.2.3 Factor de amplificación sísmica

De acuerdo con la Norma E.030 (2018), para determinar el factor de amplificación sísmica (C) se debe calcular el periodo fundamental y los periodos característicos del suelo.

- $T < T_P \rightarrow C = 2.5$
- $T_P < T < T_L \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{T_P}{T}\right)$
- $T > T_L \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2}\right)$

Se adopta un comportamiento traslacional, y considerando los 6 niveles, se aproxima $T = 0.6s$. Finalmente, el valor del factor C será igual a 2.5.

4.2.4 Factor de uso

El proyecto es una vivienda multifamiliar de 6 niveles. Según la clasificación de la Norma E.030 (2018), se incluye dentro de la categoría C, por lo que el factor de uso U es igual a 1.

4.3 Modos de frecuencia, masa sísmica, centro de masa y rigidez

4.3.1 Modos de vibración

Se obtiene que el edificio presenta 18 modos de vibración, con tres modos por nivel. La Tabla 9 detalla los periodos y las masas efectivas asociadas a los modos predominantes en traslación (direcciones X y Y) y rotación (eje Z).

Tabla 9 Periodos y masas participantes.

Modo	Periodo (s)	U _x	U _y	R _z	SumU _X	SumU _y	SumR _z
1	0.412	0%	71%	1%	0%	71%	1%
2	0.406	70%	0%	0%	71%	71%	1%
3	0.333	0%	1%	70%	71%	72%	71%
4	0.100	0%	16%	0%	71%	88%	72%
5	0.094	16%	1%	1%	87%	88%	73%
6	0.077	2%	0%	16%	89%	89%	89%
7	0.043	0%	6%	0%	89%	95%	89%
8	0.040	6%	0%	1%	94%	95%	90%
9	0.033	1%	0%	6%	95%	95%	95%
10	0.025	0%	3%	0%	95%	98%	95%
11	0.024	3%	0%	0%	98%	98%	96%
12	0.019	0%	0%	3%	98%	98%	98%
13	0.018	0%	1%	0%	98%	100%	98%
14	0.017	1%	0%	0%	100%	100%	98%
15	0.015	0%	0%	0%	100%	100%	98%
16	0.014	0%	0%	1%	100%	100%	99%
17	0.014	0%	0%	0%	100%	100%	100%
18	0.011	0%	0%	0%	100%	100%	100%

4.3.2 Masa sísmica

La determinación del peso total estará regida por la combinación establecida por la Norma E.030 (2018). Establece la sumatoria del 25% de carga viva (CV) más el total de la carga muerta (CM). Se presenta en la Tabla 10 el peso por m² y la masa para cada dirección.

Tabla 10 Masa Sísmica en “X” e “Y”.

Piso	Masa “X”	Masa “Y”	Peso ton/m ²
	Tonf-s ² /m	Tonf-s ² /m	
T1	24.027	24.027	1.070
T2	24.027	24.027	1.070
T3	24.027	24.027	1.070
T4	24.027	24.027	1.070
T5	24.027	24.027	1.070
T6	19.295	19.295	0.860

Nota. El área de planta típica por m² es de 220.20 m².

El peso promedio de 1.070 ton/m², valor que resulta coherente con las experiencias previas en construcciones de estructuras de concreto armado.

4.3.3 Centro de masa y rigidez

Las fuerzas sísmicas se aplican con una excentricidad del 5% desde el centro de masas (CM), como se presenta en la Tabla 11 (Norma E.030, 2018).

Tabla 11 Parámetros: Centro de masa, Rigidez y Excentricidades.

Nivel	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
T1	5.944	8.702	6.278	8.386	-0.333	0.316
T2	5.944	8.702	6.497	8.212	-0.552	0.490
T3	5.944	8.702	6.501	8.387	-0.557	0.316
T4	5.944	8.702	6.441	8.658	-0.497	0.044
T5	5.944	8.702	6.370	8.677	-0.426	0.025
T6	5.965	8.794	6.315	8.863	-0.350	-0.068

Para la excentricidad en el eje x, el límite establecido es 0.62, mientras que para el eje y, el límite es 0.92. Según se muestra en la Tabla N°6, todas las excentricidades se encuentran dentro de valores permitidos.

4.4 Análisis de irregularidades estructurales

El estudio de las posibles irregularidades se llevó a cabo mediante un análisis modal espectral (Norma E.030, 2018). Este procedimiento permitió obtener los parámetros necesarios para evaluar el comportamiento sísmico del edificio.

4.4.1 Irregularidades en planta

- a. Esquina entrante

De acuerdo con la Norma E.030 (2018), presenta irregularidad por esquina entrante cuando más del 20% de la longitud de planta se encuentra en ausencia de losa. Se obtienen los siguientes valores:

- $L_{total\ en\ X} = 12.40\ m, L_{esquina\ en\ X} = 3.65\ m$
- $L_{total\ en\ Y} = 18.40\ m, L_{esquina\ en\ Y} = 2.30\ m$
- $Porcentaje_X = \frac{3.65}{12.40} * 100\% = 29.44\% > 20\%$
- $Porcentaje_Y = \frac{2.30}{18.40} * 100\% = 12.50\% < 20\%$

Como no se cumple simultáneamente que los valores de “x” como de “y” sean menores al 20%, no se presenta irregularidad por esquina entrante.

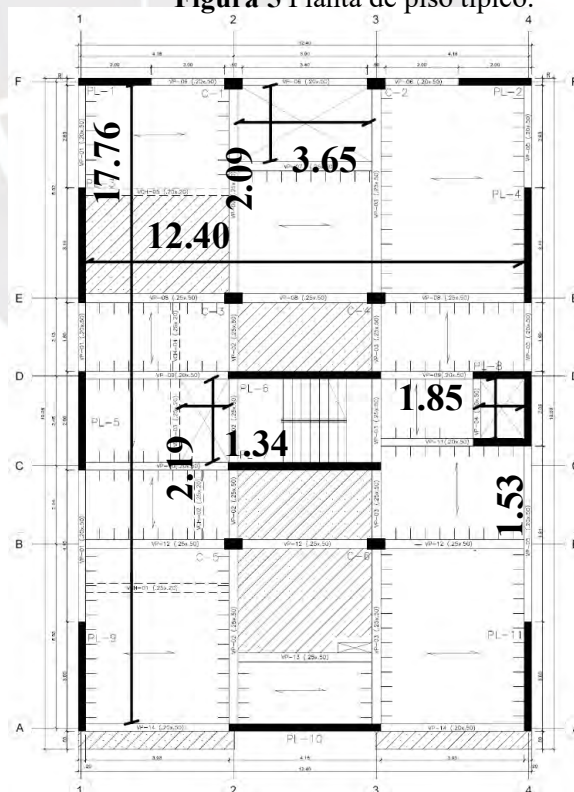
b. Discontinuidad de diafragma

Según la Norma E.030 (2018), esta irregularidad ocurre si las aberturas ocupan más del 50% de la superficie total del diafragma o menos del 25% de la superficie resistente. Se tiene los siguientes datos:

- **Área total** = 220.20 m²
- **Área de vacío** = 14.80 m² → 6.7% del total

Dado que el porcentaje es inferior al 50%, no existe discontinuidad en el diafragma. En la Figura 5 se muestra a detalle el acotamiento de las dimensiones.

Figura 5 Planta de piso típico.



El área resistente tiene una longitud de 3.90m en la base del plano X-X, y de área resistente de base de 2.44m en base del plano Y-Y; por lo tanto, se cumple que el área

resistente es menor al 25%, por tanto, no se presenta irregularidad por discontinuidad de diagrama.

c. Sistemas no paralelos

No hay presencia de irregularidades por sistemas no paralelos.

d. Irregularidad torsional

La Norma E.030 (2018) considera que existe esta irregularidad cuando presenta una relación mayor a 1.3 entre el desplazamiento máximo y el promedio del entrepiso; si supera 1.5, se considera extrema. Las Tablas 12 y 13 muestran el análisis en cada dirección.

Tabla 12 Análisis por torsión en la dirección “X”.

Caso de salida	Nivel	Deriva máxima	Deriva promedio	Ratio
SX	T6	0.0025	0.0023	1.079
	T5	0.0025	0.0024	1.064
	T4	0.0025	0.0024	1.053
	T3	0.0024	0.0022	1.071
	T2	0.0019	0.0017	1.089
	T1	0.0008	0.0008	1.099

Tabla 13 Análisis por torsión en la dirección “Y”.

Caso de salida	Nivel	Deriva máxima	Deriva promedio	Ratio
SY	T6	0.0022	0.0020	1.081
	T5	0.0024	0.0022	1.087
	T4	0.0025	0.0023	1.094
	T3	0.0024	0.0022	1.099
	T2	0.0019	0.0017	1.102
	T1	0.0008	0.0008	1.097

Los ratios son inferiores a 1.30; el máximo en la dirección “X” es 1.099 y en “Y” es 1.102. Por lo tanto, no se evidencia irregularidad torsional.

4.4.2 Irregularidades en altura

a. Irregularidad de geometría vertical

El proyecto posee pisos típicos con elementos estructurales y arquitectónicos uniformes. Por lo que no se identifican irregularidades de geometría vertical (Norma E.030, 2018).

b. Discontinuidad de sistemas resistentes

La continuidad estructural se mantiene en todos los niveles, por tanto no presenta irregularidad por discontinuidad de sistemas resistentes (Norma E.030, 2018)

c. Irregularidad de masa o peso

Se considera que existe irregularidad cuando la masa de un piso supera en 1.5 veces mayor que la de su piso contiguo (Norma E.030, 2018). Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 14:

Tabla 14 Análisis por irregularidad de masa o peso.

Nivel	Masa X	Masa Y	Criterio
	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	(Mi/Mi+1>1.5)
T6	19.295	19.295	No aplica
T5	24.027	24.027	1.25
T4	24.027	24.027	1.00
T3	24.027	24.027	1.00
T2	24.027	24.027	1.00
T1	24.027	24.027	1.00

Dado a que no presenta pisos con pesos superiores al 50% más de un nivel adyacente, no se identifica irregularidad por masa.

d. Irregularidad por piso blando

Se considera que existe irregularidad cuando la rigidez lateral de un entrepiso es inferior al 70% del piso inmediatamente superior, o menor al 80% del promedio de rigidez lateral de los pisos superiores (Norma E.030, 2018). Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 15:

Tabla 15 Rigideces por cada entrepiso.

Caso de salida	Nivel	Rigidez X	Criterio	Criterio
			$K_{n+1}/K_{n-1} < 0.7$	$K1/K_{nprom} < 0.8$
DERIVA XX	T6	23876	-	-
	T5	43047	1.803	-
	T4	57946	1.346	-
	T3	73857	1.275	1.774
	T2	104359	1.413	1.791
	T1	245154	2.349	3.114
Caso de salida	Nivel	Rigidez X	Criterio	Criterio
DERIVA YY	T6	25978	-	-
	T5	45287	1.743	-
	T4	58983	1.302	-
	T3	73005	1.238	1.682
	T2	100607	1.378	1.703
	T1	230602	2.292	2.974

Ningún valor es menor a 0.7 y 0.8. Por tanto, no se evidencia irregularidad por piso blando.

Finalmente, con base en la evaluación de las irregularidades de la estructura, se confirma que el edificio no presenta condiciones que comprometan su comportamiento sísmico. Se asigna un factor R de 6 para ambos ejes.

4.5 Verificación de sistema estructural

De acuerdo con la Norma E.030 (2018), para identificar el sistema estructural se analiza evaluando el porcentaje de cortante basal absorbido por los muros en cada dirección. Los resultados se presentan en la Tabla 16:

Tabla 16 Porcentaje de absorción de la cortante basal.

	V _{muros} (ton)	V _{basal} (ton)	% V _{basal}
SX	178.4	184.6	96.6%
SY	181.8	185.2	98.2%

En la dirección “X” e “Y” los muros absorben un 96.6% y 98.2% de la contante basal, al ser mayor 70%, se confirma que la estructura funciona como muros estructurales.

4.6 Análisis de derivas

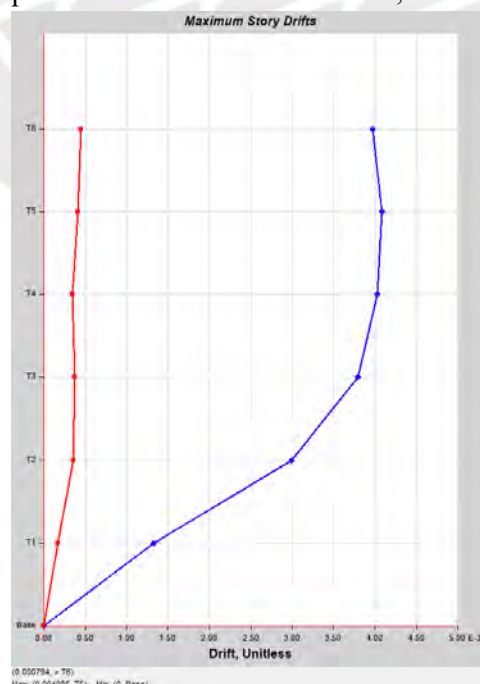
Se presentan los desplazamientos que alcanza la estructura. De acuerdo con la Norma E.030 (2018), el límite máximo permitido para la deriva entre pisos es de 7%.

En la Tabla 17 se muestran las derivas en la dirección “X”:

Tabla 17 Derivas en la dirección “X” con excentricidad en masa en “Y”.

Nivel	Deriva “X” (‰)	Deriva “Y” (‰)
T6	3.98	0.45
T5	4.09	0.41
T4	4.03	0.35
T3	3.80	0.37
T2	2.99	0.35
T1	1.33	0.17

Figura 6 Derivas máximas para cada nivel en dirección “X”, con excentricidad de masa en “Y”.

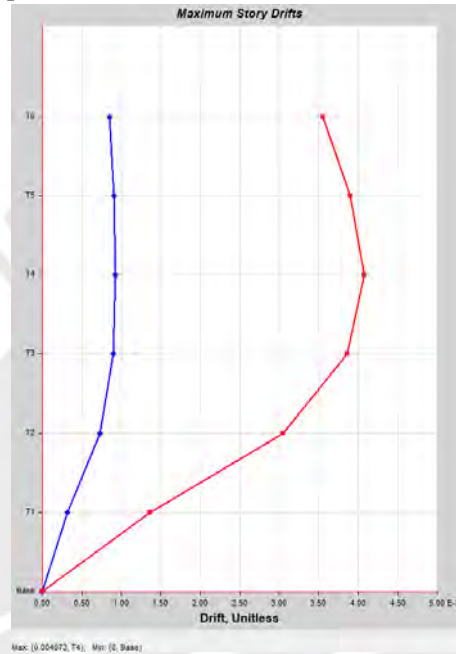


Asimismo, se muestra las derivas en la dirección “Y” en la Tabla 18:

Tabla 18 Derivas en la dirección “Y” con excentricidad de masa en “X”.

Nivel	Deriva “X”(‰)	Deriva “Y”(‰)
T6	0.85	3.55
T5	0.91	3.90
T4	0.93	4.07
T3	0.90	3.86
T2	0.73	3.04
T1	0.32	1.36

Figura 7 Derivas máximas para cada nivel en dirección “Y” con excentricidad de masa en “X”.



De los casos mostrados, las derivas son menores al límite máximo admisible 7‰.

- Máxima deriva en la dirección X => 4.09‰.
- Máxima deriva en la dirección Y => 4.07‰.

Por lo tanto, los valores son menores al valor límite establecidos por la Norma E.030 (2018).

4.7 Análisis estático

4.7.1 Fuerza cortante en la base

Primero se calcula la cortante basal mediante la siguiente ecuación:

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

Los parámetros se muestran en la Tabla 19:

Tabla 19 Parámetros para determinar la cortante basal estática.

Z	0.45	TL	2.5
U	1.0	Rxx	6.0
S	1.0	Ryy	6.0
T_P	0.4	Peso (tonf)	1367.80

Se determinan los periodos fundamentales y se calcula el factor de amplificación dinámica (Norma E.030, 2018). Los valores obtenidos se presentan en las Tablas 20, 21 y 22.

Tabla 20 Análisis traslacional en la dirección “X”.

Caso	Periodo (s)	UX
Modal	0.398	0.706

Tabla 21 Análisis traslacional en la dirección “Y”.

Caso	Periodo (s)	UY
Modal	0.404	0.718

Tabla 22 Periodos traslacionales en la dirección “X” e “Y”.

Análisis	Periodo en X(s)	Periodo en Y(s)
Traslacional	0.398	0.404

$$T_x = 0.398s \rightarrow C_{xx} = 2.50$$

$$T_y = 0.404s \rightarrow C_{yy} = 2.48$$

Se debe cumplir con la siguiente condición:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11; \frac{C_{xx}}{R_{xx}} = 0.417; \frac{C_{yy}}{R_{yy}} = 0.417 \text{ (Cumple)}$$

Finalmente, en la Tabla 23 se presenta la cortante en cada dirección de análisis.

Tabla 23 Cortante basal estática.

Dirección	Vestática (ton)
VXX	256.46
VYY	253.92

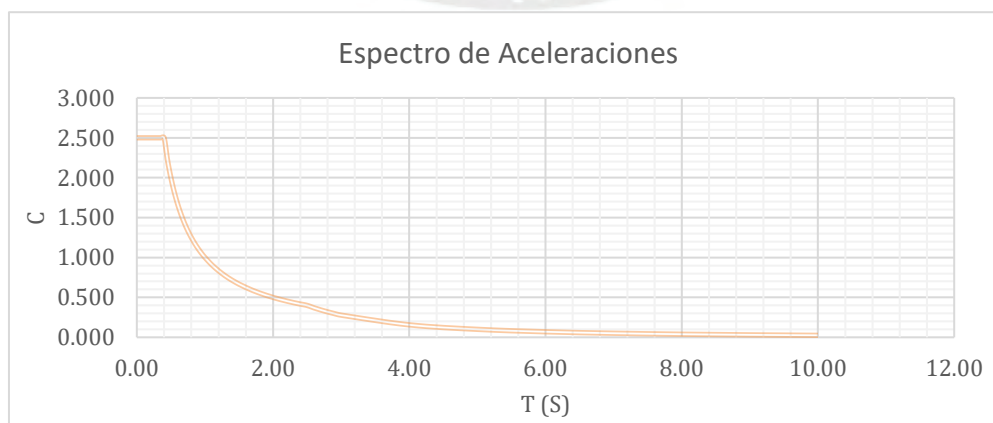
4.8 Análisis dinámico

Para el cálculo del análisis dinámico, se emplea el espectro de pseudo-aceleración para cada dirección “X” e “Y”, calculado mediante la expresión.

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

Remplazando los valores se obtendrá el siguiente espectro de aceleraciones mostrados en la Figura 8:

Figura 8 Espectro de aceleraciones.



4.8.1 Cortante de diseño y factor de escala

De acuerdo con la Norma E.030 (2018), la cortante basal para estructuras regulares debe ser como mínimo el 80% de la cortante del análisis estático. En caso de que la cortante calculada sea inferior a este valor mínimo, se debe aplicar un factor de ajuste que permita cumplir con el límite requerido. En la Tabla 24 se muestran valores como cortante de diseño, factores de ajuste correspondientes y la cortante mínima determinada a partir de la relación mínima C/R igual a 0.116 y la irregularidad de la estructura.

Tabla 24 Cortante de diseño y factor de escala.

Dirección	C	V _{estática} (ton)	V _{dinámico} (ton)	V _{mín} (ton)	80% V _{est} (ton)	V _{diseño} (ton)	Factor
X	2.50	256.46	184.63	67.71	205.17	205.17	1.11
Y	2.48	253.92	185.20	67.71	203.14	203.14	1.10

El factor de ajuste en la dirección “X” es de 1.11, en la dirección “Y” es de 1.10. Estos valores serán aplicados en el diseño estructural.

4.9 Junta sísmica

La Norma E.30 (2018), expone que la junta no debe ser menor a los dos tercios del desplazamiento máximo del edificio y no podrá ser menor a $s/2$ cuando exista una edificación contigua con junta reglamentaria.

$$s > \frac{2}{3} \sum (\text{Desplazamientos máximos entre edificios})$$
$$s = 0.006 * (H_{\text{edificio}}) \geq 0.03m$$

Para este caso, se asumirá que no existen edificios adyacentes; por ello, se calculará el espaciamiento “s” mediante el segundo criterio:

$$s = 0.006 * 16.80 = 0.1008 \text{ m} > 0.03m, (\text{se cumple con la condición})$$

De forma, se concluye que la junta sísmica entre edificios será de 10 cm.

- Junta sísmica para la dirección XX: $s > \frac{2}{3} (0.0548) = 0.0365 \text{ m} = 3.65\text{cm}$
- Junta sísmica para la dirección YY: $s > \frac{2}{3} (0.0552) = 0.0368 \text{ m} = 3.68\text{cm}$

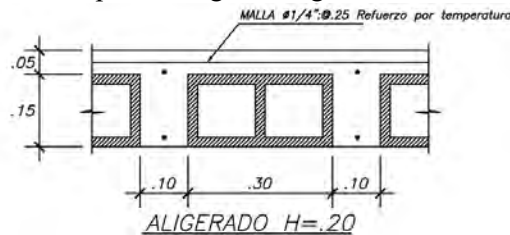
Por lo tanto, para ambas direcciones se considera una junta sísmica de 5cm.

5. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

5.1 Análisis Estructural

Según lo especificado en los capítulos 2 y 3, el espesor es igual a 20cm. En la Figura 9 se detalla la sección típica de una vigueta.

Figura 9 Sección típica de vigueta aligerado de 20 cm de altura



5.2 Diseño por flexión

Las viguetas de la losa aligerada son de concreto con forma de T; sin embargo, debido a que las cargas que reciben son bajas, su comportamiento se asemeja al de vigas con sección rectangular, considerando que las solicitaciones afectan solo el alma o el ala de la viga. Por ello, se requieren fórmulas específicas (Ottazzi Pasino, 2016).

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b}} \quad ; \quad A_s = \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Donde:

- d: Altura efectivo
- b: Ancho de la zona comprimida del elemento
- Mu: Momento último
- ϕ : Factor de reducción

Dado que la vigueta no comprende una sección constante, se deberá analizar dos casos:

- a. Primer caso: Bloque de compresión ubicado en el ala
- b. Segundo caso: Bloque de compresión en el alma.

De acuerdo con el artículo 10.5.1 de la Norma E.060 (2009), la resistencia mínima debe ser más del 20% más el momento de agrietamiento (M_{cr}) de la sección bruta para el acero_{min}. El acero_{máx} en viguetas por flexión será aquel que garantice ser el 75% del acero balanceado. Se presentan los valores de acero_{min} y acero_{balanceados} para viguetas típicas de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

Tabla 25 Aceros mínimos y balanceados.

Peralte (h) m	Peralte efectivo (d)	I_g cm ⁴	M_{+cr} kg-m	M_{-cr} kg-m	$A^+_{s \text{ min}}$	$A^-_{s \text{ min}}$	A^+_{sb}	A^-_{sb}
0.17	0.14	7,275	185	370	0.34	0.91	9.35	2.97
0.20	0.17	11,800	260	505	0.41	1.01	10.0	3.61
0.25	0.22	22,700	405	750	0.53	1.15	11.05	4.67
0.30	0.27	38,430	580	1,030	0.65	1.28	12.11	5.74

Nota. Adaptado de *Apuntes del curso Concreto Armado I*, por Ottazzi Pasino (2016).

5.3 Diseño por corte

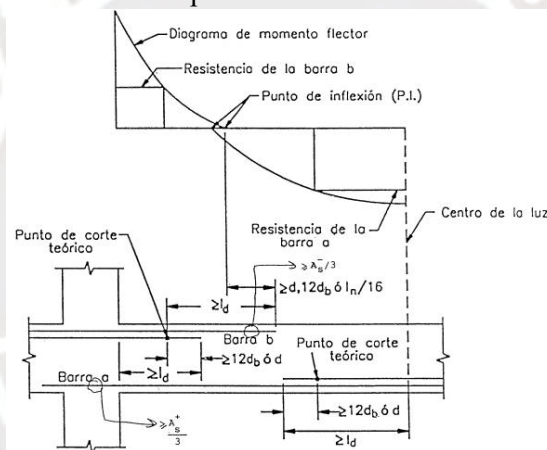
Las losas aligeradas, al no presentar estribos, los esfuerzos generados por las fuerzas cortantes son resistidos por el alma de las viguetas. De acuerdo con la Norma E.060 (2009), la capacidad de corte puede incrementarse hasta en 10%, el cual está expresado en la expresión:

$$V_c = 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

Se deberá verificar que la resistencia del aligerado (V_c) reducido por el factor ϕ igual a 0.85, deberá resultar mayor a la cortante actuante (V_u), que dista a una distancia (d) del valor del análisis. Si el valor de V_c resulta inferior a V_u , se debe implementar ensanches alternados o continuos en las viguetas, donde el incremento del 10% no se podrá aplicar (Norma E.060, 2009).

Finalmente, el corte teórico requerido se determina a partir del análisis de la envolvente de momentos para la vigueta típica, mostrado en la Figura 10.

Figura 10 Detalle del acero para resistir esfuerzos cortantes en la vigueta.



Nota. Adaptado de *Apuntes del curso Concreto Armado I*, por Ottazzi Pasino (2016).

5.4 Refuerzo por contracción y temperatura

De acuerdo con el artículo 9.7.2 de la Norma E.060 (2009), las losas que se comportan en una sola dirección deberán tener un refuerzo perpendicular al refuerzo por flexión. Este refuerzo adicional tiene como objetivo resistir esfuerzos producidos por la retracción del concreto y la variación de temperatura.

Se utilizarán barras corrugadas $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ con una cuantía de 0.0018. De acuerdo con la Norma E.060 (2009), artículo 9.7.3, la separación máxima entre barras de acero deberá ser el menor valor entre cinco veces el peralte de la losa y 40cm.

5.5 Control de deflexiones

De acuerdo con el artículo 9.6.2 de la Norma E.060 (2009), la Tabla 26 se emplea para verificar y limitar deflexiones y grietas de losas. Si se cumple los peraltes mínimos que se muestra en la tabla, se exige realizar una comprobación detallada de las deflexiones

Tabla 26 Peraltes mínimos de vigas o losas en una dirección

Vigas o losas nervadas en una dirección				
Condiciones de apoyo				
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
h mínimo	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Nota. Estos datos presentados son válidos para estructuras de concreto 2300 kg/m³ y refuerzo con fy de 4200 kg/cm². Adaptado de *Norma Técnica E.060: Concreto Armado* (2009).

5.6 Control fisuraciones

De acuerdo con la Norma E.060 (2009), es fundamental controlar las fisuras que se generan por flexión en vigas y losas unidireccionales. Asimismo, para su verificación, en el artículo 9.9, establece las siguientes ecuaciones:

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * Act} ; f_s = \frac{M_s}{0.9 * d * A_s}$$

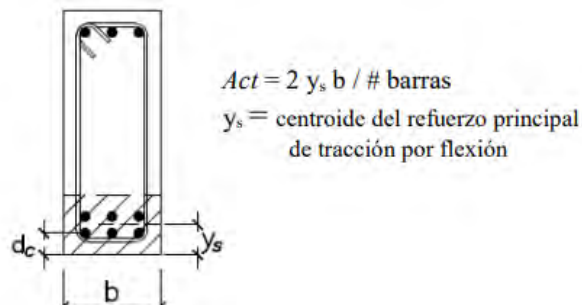
Donde:

- fs: esfuerzo de acero en tracción
- Z: Parámetro menor o igual a 26KN/mm
- dc: espesor del recubrimiento (mm)
- Act: Área efectiva de concreto sometida a tracción.

La Figura 11 ilustra el área efectiva de concreto sometida a tracción.

$$Act = \frac{2xbwxd_c}{N^{\circ} barras}$$

Figura 11 Área efectiva de concreto sometida a tracción.

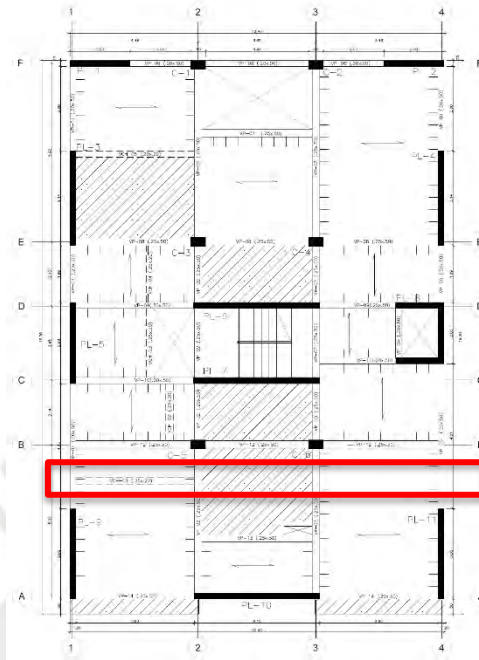


Nota. Adaptado de *Norma Técnica E.060: Concreto Armado* (2009).

5.7 Ejemplo de diseño de la losa aligerada

Se ubica entre los ejes A-B y 1-4, mostrado en la Figura 12.

Figura 12 Ubicación referencial de una vigueta entre los ejes A y B.



- a. Se realiza el metrado de la losa aligerada

Medrado la losa aligerada (Eje 1-2 v 3-4)

Carga Muerta

- Peso propio: $0.3\text{ton/m}^2 * 0.4\text{m} = 0.12\text{ ton/m}$
 - Peso terminado: $0.1\text{ton/m}^2 * 0.4\text{m} = 0.04\text{ ton/m}$
- CM=0.16ton/m

Carga Viva

- Sobrecarga: $0.2\text{ton/m}^2 * 0.4\text{m} = 0.08\text{ ton/m}$
- CV=0.08ton/m

⇒ Finalmente, la carga última serán las siguientes

$$W_u = 1.4 * 0.16 + 1.70 * 0.8 = \mathbf{0.36\text{ton/m}}$$

- b. Se realiza el metrado de la losa maciza

Medrado la losa maciza (Eje 2-3)

Carga Muerta

- Peso propio: $2.4\text{ ton/m}^3 * 0.2\text{m} * 0.4\text{m} = 0.19\text{ton/m}$
- Peso terminado: $0.1\text{ton/m}^2 * 0.4\text{m} = 0.04\text{ton/m}$
- Peso tabiquería: $1.8\text{ton/m}^3 * 6.7\text{m} * 0.15\text{m} * 2.6\text{m} / (3.65 * 2.88) * 0.4\text{m} = 0.180\text{ton/m}$

Carga Viva

- Sobrecarga: $0.20\text{ton/m}^2 * 0.40\text{ m} = 0.08\text{ton/m}$
- CV= 0.08 ton/m

⇒ Finalmente, la carga última serán las siguientes:

$$W_u = 1.4 * 0.41 + 1.7 * 0.08 = \mathbf{0.71\text{ton/m}}$$

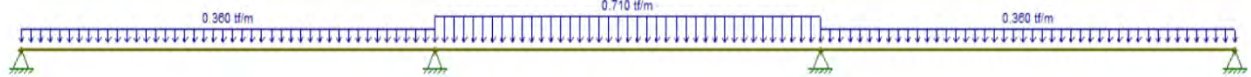
Se presenta el resumen de metrado de cargas en la Tabla 27:

Tabla 27 Resumen de metrado de Cargas.

	P Propio (ton/m)	P Piso Terminado (ton/m)	P Tabiquería (ton/m)	CM (ton/m)	CV (ton/m)	Wu (ton/m)
Vigueta	0.12	0.04	0	0.16	0.08	0.36
Losa Maciza	0.19	0.04	0.18	0.41	0.08	0.71

La vigueta comprende dos tramos de 4.18m y una de 3.9m, mostrado en la Figura 13:

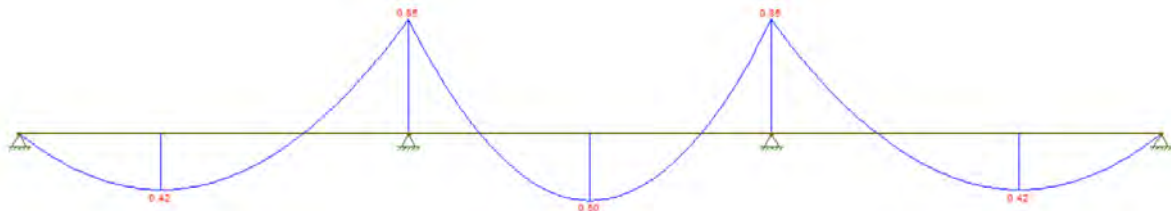
Figura 13 Idealización de viguetas.



5.7.1 Diseño por flexión

Se presenta el diagrama de momentos flectores en la Figura 14:

Figura 14 Diagrama de momentos flectores (DMF).



Se determina el acero para la losa aligerada localizada entre los ejes 1-2 y 3-4.

Se procede a determinar el acero únicamente para la losa aligerada entre los ejes 1-2, dado que el procedimiento para el eje 3-4 se desarrolla de manera análoga.

Tabla 28 Determinación del Acero requerido y colocado para la losa aligerada 1-2.

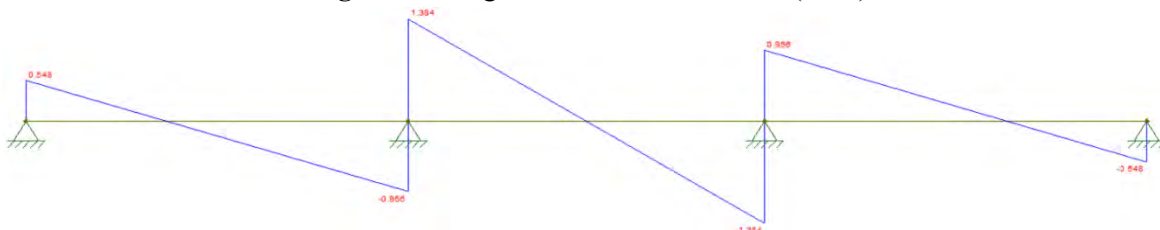
	-	+	-
M _u ton.m	0.00	0.42	0.85
A _s requerido cm ²	0.00	0.66	1.47
N ^o Barras	1 ϕ 3/8	1 ϕ 3/8	2 ϕ 3/8
A _s colocado cm ²	0.71	0.71	1.42
Cuantía	0.20%	0.20%	0.37%

En la sección inicial $M_u = 0.00$ ton.m, no se requiere acero, pero se coloca una barra mínima de refuerzo 1 3/8. En el tramo central, se refuerza una barra continua de refuerzo positivo de 1 ϕ 3/8, correspondiente a una cuantía del 0.20%. En la sección final, se refuerza con dos bastones de acero de 2 ϕ 3/8.

5.7.2 Diseño por corte

Se muestra el diagrama de fuerzas cortantes en la Figura 15:

Figura 15 Diagrama de fuerzas cortante (DFC).



Se determinará la contribución del concreto a resistir esfuerzos por la fuerza de corte.

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

Siguiendo la metodología de diseño verificaremos la siguiente relación:

$$V_u \leq 1.22 \text{ ton}$$

A partir la Figura 15, se evalúa la envolvente de cortante en la losa aligerada a una distancia “d”. El valor máximo obtenido es $V_u = 0.90 \text{ ton}$, por lo que no se requiere añadir ensanches en la sección.

5.7.3 Cálculo de refuerzo por retracción y temperatura

Para el análisis se considera una losa cada 5cm de espesor y 1m de ancho. Se asigna una cuantía de refuerzo igual a 0.0018, y se asegura la resistencia y estabilidad frente a los efectos de contracción térmica y deformaciones volumétricas. Los valores obtenidos y el refuerzo empleado se detallan en la Tabla 29.

Tabla 29 Determinación del Acero de Temperatura.

$A_s \text{ mín}$	0.90 cm ²
Cuantía _{mín}	0.18%
N° Barras	1Ø ¼"
$A_s \text{ colocado}$	0.32cm ²

El espaciamiento resultante es $S = 0.32/0.9 = 0.36\text{m}$. Sin embargo, la Norma E.060 (2009) establece la separación máxima no debe exceder el valor mínimo entre los límites establecidos:

- 5 veces el peralte de la losa que es igual 25 cm
- 40 cm.

Se escoge 25cm de separación y se obtiene la distribución del acero colocado mostrado en la Tabla 30:

Tabla 30 Distribución del acero colocado.

$A_s \text{ colocado}$	1.28 cm ²
Acero	Ø ¼"
Separación	@25 cm
N° Barras	4
Cuantía	0.26%

5.7.4 Control de deflexiones

Según la Norma E.060 (2009), los elementos con refuerzo en una dirección, la comprobación de deflexiones no es necesaria si el peralte es mayor al indicado en la Tabla 26:

- Para los tramos 1-2 y 3-4, con un extremo continuo:

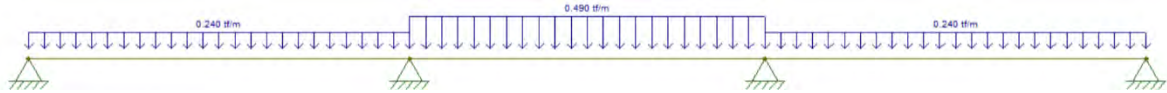
$$\begin{aligned} \text{Peralte} &= 20\text{cm} > (418-25) / 21 \\ \text{Peralte} &= 20\text{cm} > 18.71\text{cm} \text{ (cumple)} \end{aligned}$$

Como el peralte de la losa es mayor al valor requerido, se confirma que este criterio normativo se cumple (Norma E.060, 2009). Por ello, en estos tramos no se considera necesario aplicar una verificación adicional relacionada con las deflexiones.

5.7.5 Verificación de fisuración

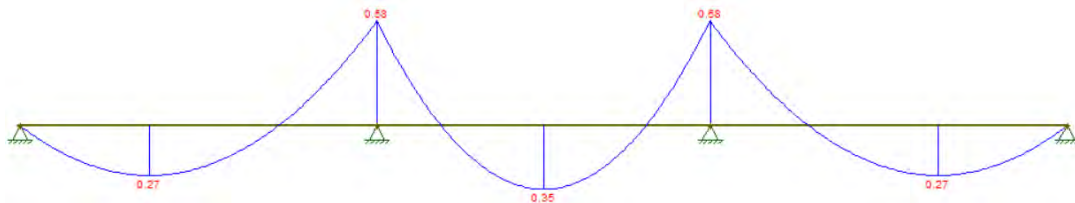
Se presenta la idealización en la Figura 16 con las cargas de servicio.

Figura 16 Idealización de los momentos de servicios.



Se presenta el diagrama de momentos flectores en la Figura 17.

Figura 17 Diagrama de momentos de servicio.



Se obtiene el esfuerzo en el refuerzo y se estima el área efectiva del concreto sometido a tracción:

$$f_s = \frac{0.275 \times 100000}{0.9 \times 17 \times 1.29} = 1394 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Act = \frac{2 \times 10 \times 3}{1} = 60 \frac{kg}{cm^2}$$

Por último, se determina el parámetro Z

$$Z = \frac{1394}{100} * \sqrt[3]{3 * 60 * 9.81} = 7.8 \frac{KN}{mm} < 26 \frac{KN}{mm}$$

Cumple con el requisito por control de fisuración.

Para concluir, las Figuras 18 y 19 representan el diseño final de la losa aligerada:

Figura 18 Diseño final de la losa Aligerada

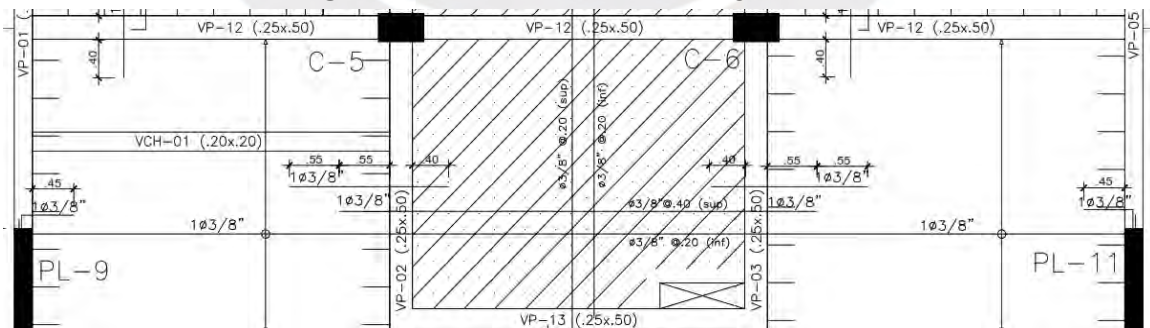
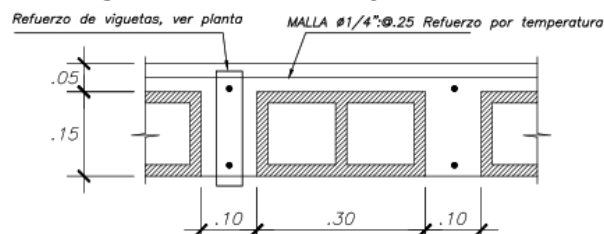


Figura 19 Detalle del aligerado h=0.20.



6. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

6.1 Análisis estructural

En la edificación, las losas macizas trabajan en 2 direcciones, excepto la que está ubicada entre los ejes 2-3 y C-D. El artículo 13.7 de la Norma E.060 (2009), detalla que se puede utilizar el método de coeficientes.

Se utilizarán las siguientes expresiones (Norma E.060, 2009):

$$M_a = C_a \times W_u \times A^2$$

$$M_b = C_b \times W_u \times B^2$$

Donde:

- A: luz libre en la dirección corta
- B: luz libre en la dirección larga
- Ma: momento en la dirección A
- Mb: momento en la dirección B
- Ca: coeficientes de momentos para la luz corta
- Cb: coeficientes de momentos para la luz larga
- Wu: carga última distribuida

Para determinar los coeficientes de momentos, se utilizan las Tablas 31, 32 y 33.

Tabla 31 Valores de los coeficientes aplicables a los momentos negativos.

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00									
C_a		0.045		0.050	0.075	0.071		0.033	0.051
C_b		0.045	0.076	0.050			0.071	0.051	0.033
0.95		0.050		0.055	0.079	0.075		0.038	0.055
C_b		0.041	0.072	0.045			0.067	0.056	0.029
0.90		0.055		0.060	0.080	0.079		0.043	0.068
C_b		0.037	0.070	0.040			0.062	0.052	0.025
0.85		0.060		0.066	0.082	0.083		0.049	0.072
C_b		0.031	0.065	0.034			0.057	0.046	0.021
0.80		0.065		0.071	0.083	0.086		0.055	0.075
C_b		0.027	0.061	0.029			0.051	0.041	0.017
0.75		0.069		0.076	0.085	0.088		0.061	0.078
C_b		0.022	0.056	0.024			0.044	0.036	0.014
0.70		0.074		0.081	0.086	0.091		0.068	0.081
C_b		0.017	0.050	0.019			0.038	0.029	0.011
0.65		0.077		0.085	0.087	0.093		0.074	0.083
C_b		0.014	0.043	0.015			0.031	0.024	0.008
0.60		0.081		0.089	0.088	0.095		0.080	0.085
C_b		0.010	0.035	0.011			0.024	0.018	0.006
0.55		0.084		0.092	0.089	0.096		0.085	0.086
C_b		0.007	0.028	0.008			0.019	0.014	0.005
0.50		0.086		0.094	0.090	0.097		0.089	0.088
C_b		0.005	0.022	0.006			0.014	0.010	0.003

Nota. Adaptado de Norma Técnica E.060: Concreto Armado (2009).

Tabla 32 Valores de los coeficientes aplicables a los momentos positivos generados por la CM.

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9	
$m = \frac{A}{B}$										
1,00	c_a 0,036 c_b 0,036	0,018 0,018	0,018 0,027	0,027 0,027	0,027 0,018	0,033 0,027	0,027 0,033	0,020 0,023	0,023 0,020	
0,95	c_a 0,040 c_b 0,033	0,020 0,016	0,021 0,025	0,030 0,024	0,028 0,015	0,035 0,024	0,031 0,031	0,022 0,021	0,024 0,017	
0,90	c_a 0,045 c_b 0,029	0,022 0,014	0,025 0,024	0,033 0,022	0,029 0,013	0,039 0,021	0,035 0,025	0,025 0,019	0,026 0,015	
0,85	c_a 0,050 c_b 0,026	0,024 0,012	0,029 0,022	0,036 0,019	0,031 0,011	0,042 0,017	0,040 0,025	0,029 0,017	0,028 0,013	
0,80	c_a 0,056 c_b 0,023	0,026 0,011	0,034 0,020	0,039 0,016	0,032 0,009	0,045 0,015	0,045 0,022	0,032 0,015	0,029 0,010	
0,75	c_a 0,061 c_b 0,019	0,028 0,009	0,040 0,018	0,043 0,013	0,033 0,007	0,048 0,012	0,051 0,020	0,036 0,013	0,031 0,007	
0,70	c_a 0,068 c_b 0,016	0,030 0,007	0,046 0,016	0,046 0,011	0,035 0,005	0,051 0,009	0,058 0,017	0,040 0,011	0,033 0,006	
0,65	c_a 0,074 c_b 0,013	0,032 0,005	0,054 0,014	0,050 0,009	0,036 0,004	0,054 0,007	0,065 0,014	0,044 0,009	0,034 0,005	
0,60	c_a 0,081 c_b 0,010	0,034 0,004	0,062 0,011	0,053 0,007	0,037 0,003	0,056 0,005	0,073 0,012	0,048 0,007	0,036 0,004	
0,55	c_a 0,088 c_b 0,008	0,035 0,003	0,071 0,009	0,056 0,005	0,038 0,002	0,058 0,004	0,081 0,009	0,052 0,005	0,037 0,003	
0,50	c_a 0,095 c_b 0,006	0,037 0,002	0,080 0,007	0,059 0,004	0,039 0,001	0,061 0,003	0,089 0,007	0,056 0,004	0,038 0,002	

Nota. Adaptado de Norma Técnica E.060: Concreto Armado (2009).

Tabla 33 Valores de los coeficientes aplicables a los momentos positivos generados por la CV.

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = \frac{A}{B}$									
1,00	c_a 0,036 c_b 0,036	0,027 0,027	0,027 0,032	0,032 0,032	0,032 0,027	0,035 0,032	0,032 0,035	0,028 0,030	0,030 0,028
0,95	c_a 0,040 c_b 0,033	0,030 0,025	0,031 0,029	0,035 0,029	0,034 0,024	0,038 0,029	0,036 0,032	0,031 0,027	0,032 0,025
0,90	c_a 0,045 c_b 0,029	0,034 0,022	0,035 0,027	0,039 0,026	0,037 0,021	0,042 0,025	0,040 0,029	0,035 0,024	0,036 0,022
0,85	c_a 0,050 c_b 0,026	0,037 0,019	0,040 0,024	0,043 0,023	0,041 0,019	0,046 0,022	0,045 0,026	0,040 0,022	0,039 0,020
0,80	c_a 0,056 c_b 0,023	0,041 0,017	0,045 0,022	0,048 0,020	0,044 0,016	0,051 0,019	0,051 0,023	0,044 0,019	0,042 0,017
0,75	c_a 0,061 c_b 0,019	0,046 0,014	0,051 0,019	0,052 0,016	0,047 0,013	0,055 0,016	0,056 0,020	0,049 0,016	0,046 0,013
0,70	c_a 0,068 c_b 0,016	0,049 0,012	0,057 0,016	0,057 0,014	0,051 0,011	0,060 0,013	0,063 0,017	0,054 0,014	0,050 0,011
0,65	c_a 0,074 c_b 0,013	0,053 0,010	0,064 0,014	0,062 0,011	0,055 0,009	0,064 0,010	0,070 0,014	0,059 0,011	0,054 0,009
0,60	c_a 0,081 c_b 0,010	0,058 0,007	0,071 0,011	0,067 0,009	0,059 0,007	0,068 0,005	0,077 0,011	0,065 0,009	0,059 0,007
0,55	c_a 0,088 c_b 0,008	0,062 0,006	0,080 0,009	0,072 0,007	0,063 0,005	0,073 0,005	0,085 0,009	0,070 0,007	0,063 0,006
0,50	c_a 0,095 c_b 0,006	0,066 0,004	0,088 0,007	0,077 0,005	0,067 0,004	0,078 0,005	0,092 0,007	0,076 0,005	0,067 0,004

Nota. Adaptado de Norma Técnica E.060: Concreto Armado (2009).

6.2 Diseño por flexión

Se utilizarán las siguientes ecuaciones (Norma E.060, 2009):

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

Donde:

- d: Altura efectivo
- b: Ancho de la zona comprimida del elemento
- Mu: Momento último
- Ø: Factor de reducción

Según lo expuesto por el artículo 10.5.4 de la Norma E.060 (2009), se debe controlar los cambios de las dimensiones de la losa que se da por temperatura y contracción. La cuantía mínima de refuerzo se obtiene mediante:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h$$
$$A_{s_{min\ malla\ inferior}} = 0.0012 * b * h$$

Por último, el máximo espaciamiento no debe superar

- Tres veces el espesor de la losa.
- 40cm.

6.3 Diseño por cortante

Dado que no es posible colocar estribos en las losas macizas, la capacidad resistente frente a esfuerzos cortantes proviene únicamente del concreto. Para verificar que la losa soporte adecuadamente estas solicitaciones, se calcula su resistencia al corte mediante (Norma E.060, 2009):

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

La Norma E.060 (2009), proporciona la ecuación para determinar la fuerza cortante máxima en un paño de losa que trabaja en ambos sentidos:

$$V_u = W_u \left(\frac{A}{2} - d \right) \left(1 - 0.5 \times \frac{A}{B} \right)$$

Donde:

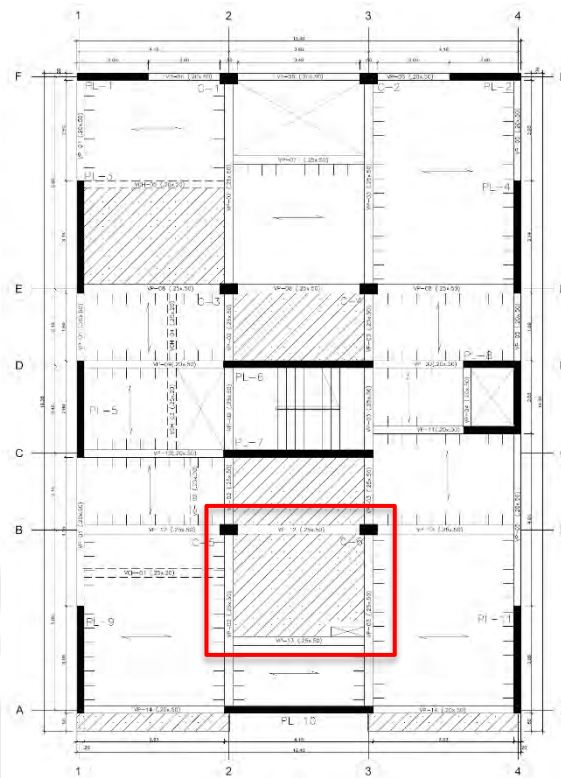
- A: luz libre en la dirección corta
- B: luz libre en la dirección larga
- D: peralte efectivo
- Wu: carga última distribuida por unidad de área

Se procede a calcular la resistencia del concreto. Si la fuerza cortante es mayor, se debe incrementar el peralte de la losa (Norma E.060, 2009).

6.4 Ejemplo de diseño de una losa maciza

Se muestra el paño de losa maciza en la Figura 20.

Figura 20 Ubicación del paño de losa maciza



Se determina la relación de luces:

$$m = \frac{A}{B} = \frac{2.88}{3.65} = 0.789$$

Determinación de cargas en la losa maciza:

Carga Muerta

- Peso propio: $2.4\text{ton/m}^3 \cdot 0.2\text{m} = 0.48\text{ton/m}^2$
 - Piso Terminado: 0.1ton/m^2
 - Peso de tabiquería: $1.80\text{ton/m}^3 \cdot 6.7\text{m} \cdot 0.15\text{m} \cdot 2.6\text{m} / (3.65 \cdot 2.88) = 0.45\text{ton/m}^2$
- $CM = 1.03\text{ton/m}^2$

Carga Viva

- Sobrecarga: 0.2ton/m^2

$$\Rightarrow W_{CMu} = 1.4CM = 1.44 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\Rightarrow W_{CVu} = 1.7CV = 0.34 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Carga última:

$$\Rightarrow W_u = W_{CMu} + W_{CVu} = 1.78 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Se consideran los extremos empotrados, excepto en la sección que colinda con la viga VP-13, donde se asume como simplemente apoyada. Utilizando las Figuras 40, 41 y 42, se lleva a cabo un proceso de interpolación, obteniendo así los siguientes valores:

Para momentos negativos:

- $C_a = 0.0659 \rightarrow M_a = 0.97 \text{ ton.m}$
- $C_b = 0.0259 \rightarrow M_b = 0.61 \text{ ton.m}$

Para momentos positivos (CM):

- $C_a = 0.0264 \rightarrow M_a = 0.32 \text{ ton.m}$
- $C_b = 0.0106 \rightarrow M_b = 0.20 \text{ ton.m}$

Para momentos positivos (CV):

- $C_a = 0.0419 \rightarrow M_a = 0.12 \text{ ton.m}$
- $C_b = 0.0163 \rightarrow M_b = 0.08 \text{ ton.m}$

Para momentos totales positivos:

- $M_a = 0.43 \text{ ton.m}$
- $M_b = 0.28 \text{ ton.m}$

6.4.1 *Diseño por flexión*

Se determina el refuerzo mínimo para un tramo de 100 centímetros de losa maciza.

$$A_{S_{min}} = 0.0018 * 100 * 20 = 3.60 \frac{cm^2}{cm}$$

$$A_{S_{\pm min\ malla}} = 0.0012 * 100 * 20 = \frac{2.40 \text{ cm}^2}{cm}$$

Se obtiene una distribución de barras de 3/8" @ 20 cm. Se muestra la Tabla 34 que muestra las barras de acero requerido.

Tabla 34 Distribución del refuerzo de la losa maciza

M (ton.m)	d (cm)	As min (cm ²)	As req (cm ²)	Barras	As inst (cm ²)	Distribución
-0.97	17.00	2.40	1.53	5φ3/8"	3.55	φ3/8"@0.20
-0.61	17.00	2.40	0.96	5φ3/8"	3.55	φ3/8"@0.20
0.43	17.00	2.40	0.67z	5φ3/8"	3.55	φ3/8"@0.20
0.28	17.00	2.40	0.10	5φ3/8"	3.55	φ3/8"@0.20

La cuantía de acero instalada es de 55 cm². La distribución uniforme de las barras 5φ3/8" @ 20 cm. Se cumplen los requerimientos de cuantía mínima y evita problemas relacionados con agrietamientos o deflexiones excesivas.

6.4.2 *Diseño por corte*

Se calcula la aportación del concreto ante las fuerzas cortantes (Norma E.060, 2009)

$$\phi V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 11.10 \text{ ton}$$

Se calculará la cortante máxima actuante en toda la losa. Para ello, se debe tener en cuenta la ecuación planteada en el artículo 6.3 (Norma E.060, 2009).

$$V_u = 1.78 \times \left(\frac{2.88}{2} - 0.17 \right) (1 - 0.5 \times 0.789) = 1.37 \text{ ton}$$

Verificamos el diseño mediante la siguiente inecuación:

$$V_u \leq \phi V_c$$
$$1.37 \text{ ton} < 11.10 \text{ ton}$$

La cortante máxima obtenida es menor que la capacidad que ofrece la losa, por lo que no es necesario modificar su espesor. En las Figuras 21 y 22 se aprecia la propuesta final del diseño:

Figura 21 Diseño final del paño de losa macisa.

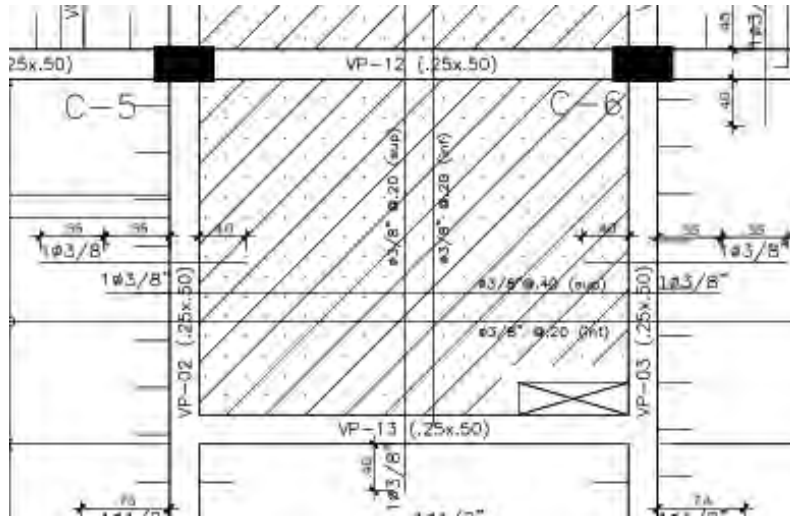
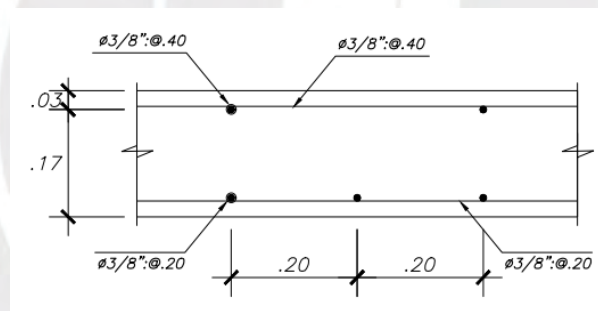


Figura 22 Vista detallada del paño de losa maciza.



7. DISEÑO DE VIGA CHATA

7.1 Análisis estructural

La viga chata está regida por las cargas gravitacionales; las acciones sísmicas no forman parte de la evaluación. La norma específica que se utilizará la siguiente combinación de cargas últimas (Norma E.060, 2009):

$$1.4CM + 1.7CV$$

7.2 Diseño por flexión

En el diseño por flexión se utilizarán las siguientes ecuaciones (Norma E.060, 2009):

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \times 0.85 \times f'c \times b}}$$
$$As = \frac{Mu}{\phi \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Donde:

- d: Altura efectivo
- b: Ancho de la zona comprimida del elemento
- Mu: Momento último
- ϕ : Factor de reducción

7.3 Diseño por corte

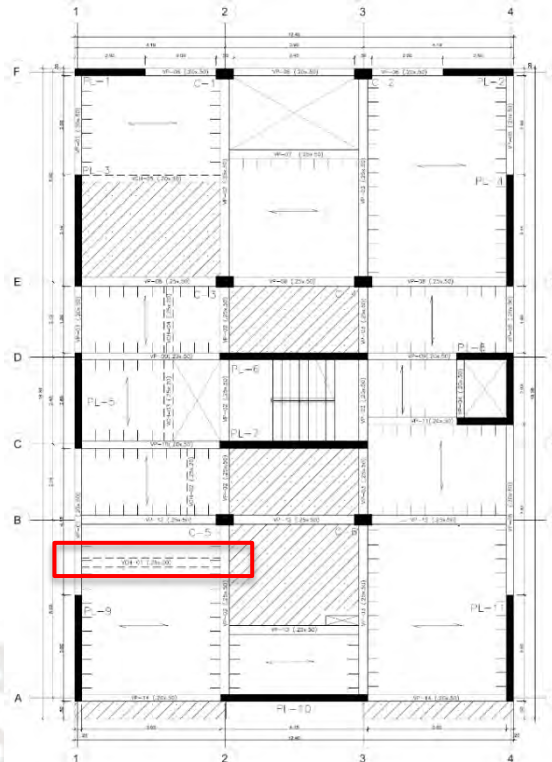
Es necesario incorporar estribos de montaje. En caso de que la resistencia al corte resulte inferior a la cortante máxima aplicada en la viga, se podrá considerar un incremento en el ancho de la sección. Las expresiones por utilizar son las siguientes:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$
$$Vu \text{ diseño} = Vu - Wu * (d + e)$$

7.4 Diseño de la viga chata VCH-01

Se desarrolla el diseño de la VCH-01, ubicada entre los ejes 1-2 y A-B, la cual se muestra en la Figura 23:

Figura 23 Ubicación de la VCH01.



Se realiza el cálculo del metrado de la VCH-01 comprendida entre los ejes 1-2 y A-B.

Carga Muerta:

- Peso propio: $2.4\text{ton/m}^3 * 0.2\text{m} * 0.2\text{m} = 0.096\text{ton/m}$
- Piso terminado: $0.10\text{ ton/m}^2 * (0.2 - 0.15)\text{m} = 0.005\text{ton/m}$
- Peso tabiquería: $1.8\text{ton/m}^3 * 0.15\text{m} * 2.6\text{m} = 0.702\text{ton/m}$
 $\Rightarrow \text{CM} = 0.803\text{ton/m}$

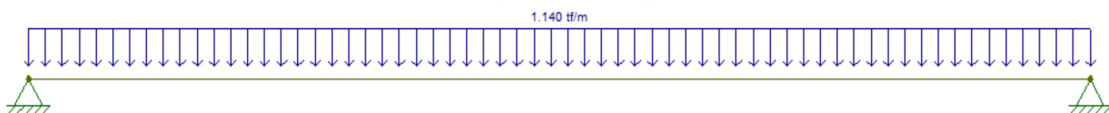
Carga Viva:

- Sobrecarga: $0.2\text{ton/m}^2 * (0.2 - 0.15)\text{m} = 0.010\text{ton/m}$
 $\Rightarrow \text{CV} = 0.01\text{ton/m}$

Carga última: $\mathbf{Wu} = 1.4 * 0.803 + 1.7 * 0.01 = 1.14\text{ton/m}$

La Figura 24 muestra la viga chata con la carga última distribuida en toda su longitud:

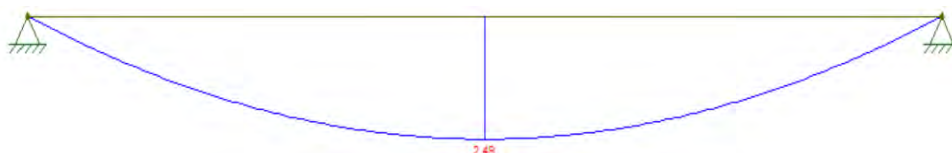
Figura 24 Ubicación de la VCH-01 del primer ejemplo de diseño.



7.4.1 Diseño por flexión

Se presenta el Diagrama de momentos flectores en la Figura 25:

Figura 25 DMF de la VCH-01.



En la Tabla 35 se muestra el cálculo del acero para la viga chata:

Tabla 35 Resultados de diseño por flexión de VCH-01

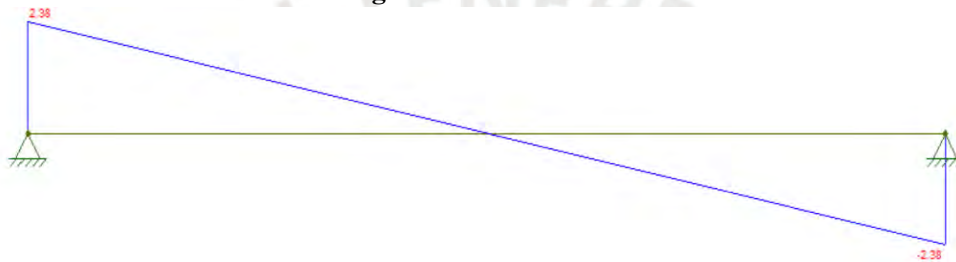
Mu	2.49 ton.m	As máx	5.42 cm ²
a	5.42 cm	NºBarras	4Φ1/2"
As requerido	4.61 cm ²	As colocado	5.16 cm ²
As min	0.82 cm ²	ΦMn inst	2.72 ton.m
		Cuantía	0.0129

El Mu=2.49 ton.m es resistido es resistido por el momento nominal reducido 2.72ton.m. La cuantía de acero requerida = 4.61 cm² ha sido satisfecha mediante la disposición de 4 barras de ½", con un As colocado = 5.16 cm². La cuantía final de acero es de 1.29%.

7.4.2 Diseña por corte

En la Figura 26, se muestra el diagrama de fuerzas cortantes.

Figura 26 DFC de la VCH-01.



Primero, se determina la resistencia al corte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 20 * 17 = 2.22 \text{ ton}$$

Segundo, se calcula la cortante de diseño:

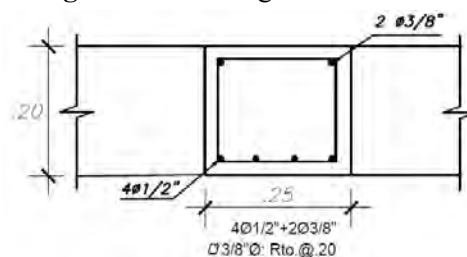
$$V_{u \text{ diseño}} = V_u - W_u * d = 2.38 - 1.14 * 0.17 = 2.18 \text{ ton}$$

Por último, se realiza la comparación de ambos resultados:

$$\phi V_c = 2.22 \text{ ton} > 2.18 \text{ ton} = V_{u \text{ diseño}}$$

Al ser la resistencia al corte mayor a la cortante de diseño, solo se requerirán estribos de montaje. Los estribos serán Φ3/8". La separación adoptada para los estribos es de 20 centímetros. Estos estribos, cuya función principal es la de evitar la falla por corte, se distribuyen uniformemente a lo largo de la viga, proporcionando un refuerzo eficiente (Norma E.060, 2009). Finalmente, se presenta el diseño obtenido en la Figura 27:

Figura 27 Detalle general de VCH-01.



8. DISEÑO DE VIGAS

8.1 Análisis estructural

Según lo expuesto en los artículos 9.2.1 y 9.2.3 de la norma E.060 (2009), se muestran las siguientes expresiones de cargas de diseño:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9CM \pm CS$$

El cálculo de las envolventes es realizado mediante hojas de cálculo en Excel, con la finalidad de determinar de manera precisa los momentos y cortantes, incorporando también los efectos producidos por las acciones sísmicas.

8.2 Diseño por flexión

Según Ottazzi Pasino (2016), explica el objetivo principal es asegurar que el refuerzo longitudinal falle antes que el concreto, permitiendo un comportamiento dúctil de la sección. Para ello, se utilizan los valores de acero máximo y mínimo previamente definidos. Se presentan las siguientes expresiones (Norma E.060, 2009):

- Cálculo de altura del bloque de compresiones (a):

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

- Determinación del refuerzo longitudinal (As):

$$As = \frac{Mu}{\phi fy \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

- Determinación de la resistencia nominal a flexión, ϕMn :

$$\phi Mn = \phi fy \times As \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Donde:

- d: Altura efectiva
- b: Ancho de la zona comprimida del elemento
- Mu: Momento último
- ϕ : Factor de reducción

De acuerdo con la Norma E.060 (2009) se deberá cumplir con las siguientes disposiciones mínimas:

- No deberá realizarse empalmes traslapados dentro de la zona, denominada como zona de confinamiento
- Contar con refuerzo longitudinal continuo en ambas caras (superior e inferior), compuesto por dos barras del mismo diámetro y con un área no menor que As_{min} .

- Los empalmes no se deben generar dentro de la zona de confinamiento.
- El momento positivo debe tener un valor mínimo de un tercio del momento negativo en ese punto.
- Asegurar las resistencias a momentos positivo y negativo no deben superar a un cuarto del momento dispuesto en la cara de los núcleos.

8.2.1 Acero mínimo

El refuerzo mínimo de una sección de concreto se determina asegurando que su capacidad resistente sea, por lo menos, 1.2 veces el momento en el cual se produce la fisuración (Mcr). Además, para garantizar la seguridad estructural, se aplica un factor de seguro 1.50. El acero mínimo de la sección podrá ser calculado mediante el uso de la siguiente expresión (Norma E.060, 2009):

$$A_{s_{min}} = 0.70 \times \frac{\sqrt{f'c} \times b_w \times d}{f_y}$$

8.2.2 Acero máximo

Según la Norma E.060 (2009), artículo 10.3.4, el refuerzo máximo debe poseer una sección de concreto equivalente al 75% del refuerzo calculado para una sección que presente a una falla balanceada. Para determinar el acero balanceado como el valor máximo de refuerzo, se emplearán las siguientes expresiones (Norma E.060, 2009):

$$c_b = \frac{0.003}{0.0021} (d - c_b)$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 \times f'c \times b_w \times (0.85 \times c_b)}{f_y}$$

$$A_{s_{max}} = 0.75 \times A_{sb}$$

Donde:

- c_b : Distancia al eje neutro.
- d : Área de acero requerida.

Sin embargo, las expresiones mencionadas no consideran el aporte del acero en compresión ($A's$). Si bien este acero no aporta significativamente al valor del momento nominal, sí aporta en el valor del acero máximo. Por esta razón, la expresión nueva a utilizar es la siguiente (Norma E.060, 2009):

$$A_{s_{max}} = 0.75 \times A_{sb} + A's$$

8.3 Diseño por cortante

En las vigas consideradas en el presente proyecto, será necesaria la incorporación de estribos como refuerzo transversal, dado que el concreto no puede resistir por sí solo las sollicitaciones producidas por el esfuerzo cortante. Para determinar la contribución del concreto,

del acero y para definir el espaciamiento de los estribos, se emplearán las siguientes expresiones (Norma E.060, 2009):

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$$

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

Donde:

- V_c es la capacidad del concreto frente al corte.
- A_v corresponde al área del refuerzo transversal.
- s es espaciamiento del refuerzo de corte.

Según de la Norma E.060 (2009), artículo 11.1.1, plantea las siguientes expresiones:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

- V_n : Fuerza cortante nominal resistida por el elemento.
- V_u : Fuerza última de diseño a “d” de la cara del apoyo.

Además, la norma establece el máximo refuerzo a corte (V_s máx) que puede colocarse en la sección, el cual se determina mediante la siguiente ecuación:

$$V_s \text{ max} = 2.1 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$$

En caso de cumplirse con el límite, el refuerzo a corte requerido debe además satisfacer los valores de espaciamiento máximo establecidos en los artículos 11.5.5.1 y 11.5.5.3 de la Norma E.060 (2009). Dichos valores se calculan de la siguiente manera (Norma E.060, 2009):

- Si: $V_s \leq 1.1 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$, entonces: $S_{max} = 60 \text{ cm o } \frac{d}{2}$
- Si: $V_s > 1.1 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$, entonces: $S_{max} = 30 \text{ cm o } \frac{d}{4}$

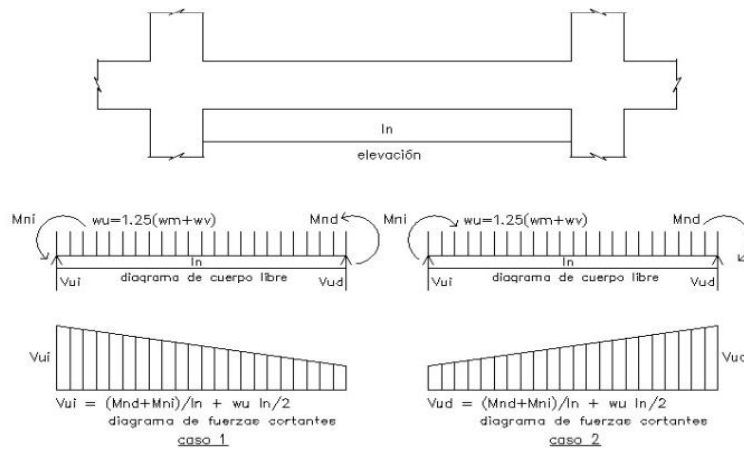
Si el valor de V_u es menor a $0.5\phi V_c$, se debe colocar los estribos correspondientes.

De acuerdo con la Norma E.060 (2009), capítulo 21, los elementos con responsabilidad sismorresistente deben cumplir con disposiciones detalladas para su diseño y construcción según al sistema estructural que correspondan.

En el caso de sistemas de muros estructurales, el diseño por cortante, bajo el enfoque de diseño por capacidad, la fuerza cortante de diseño (V_u) no debe ser menor al menor valor determinado mediante los siguientes criterios (Norma E.060, 2009).

- a) La fuerza cortante mínima se obtiene sumando el cortante derivado del momento nominal (M_n) y la fuerza cortante determinado a partir de las cargas gravitacionales, las cuales son amplificadas, como se muestra en la Figura 29:

Figura 28 Fuerza cortante del diseño por capacidad en vigas.



Nota. Adaptado de la *Norma Técnica E.060: Concreto Armado* (2009).

De acuerdo con la Norma E.060 (2009), artículo 21.4.4.4, la zona de confinamiento de la viga debe extenderse a ambos extremos y tener una longitud equivalente al doble del peralte. Además, para los estribos deben cumplir lo siguiente:

- 8 mm para barras de 5/8”.
- 3/8” para barras de 1”.
- 1/2 "para barras de mayor diámetro.

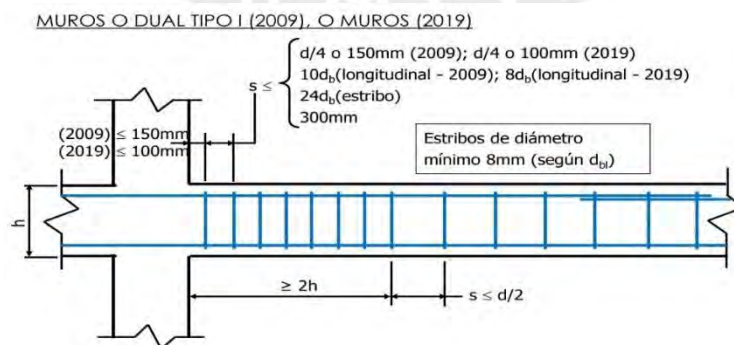
El espaciamiento máximo debe respetar el valor mínimo de las siguientes condiciones:

- Una cuarta parte del peralte efectivo ($d/4$), no debe ser menor a 150 mm.
- Diez veces el diámetro menor de las barras longitudinales ($10d_b$).
- Veinticuatro veces el diámetro del estribo ($24d_e$).
- 30 cm como límite absoluto.

- b. Se debe considerar la cortante máxima de diseño por las acciones sísmicas, un factor de 2.5 (Norma E.060, 2009)

Se presentan estos requerimientos en la Figura 30:

Figura 29 Resumen y comparativo de los requerimientos de acero por corte.



Nota. Adaptado de la *Norma Técnica E.060: Concreto Armado* (2009).

8.4 Corte de refuerzo

En base al análisis estructural realizado, se procederá a evaluar la envolvente de los momentos flectores para determinar el refuerzo necesario. Para ello, se debe cumplir conforme al artículo 12.10 (Norma E.060, 2009):

- Se debe determinar el punto de corte teórico y su extensión la mayor distancia entre “d” o “12db”.
- Si la longitud total con las extensiones del punto de corte teórico es inferior al valor de la longitud de desarrollo, se tomará ese valor de longitud.
- Cuando el refuerzo termine en la zona de tracción, se debe cumplir lo siguiente:
 - V_u no debe superar dos tercios de la capacidad nominal reducida (ϕV_n)
 - Para barras con diámetro igual o inferior a 1 3/8” donde se refuerzo se prolonga, se debe colocar hasta el doble del A_{req} por flexión en dicho extremo, asegurando además que V_u no exceda tres cuartos de ϕV_n

Además, según el artículo 12.11.3 de la Norma E.060 (2009) para momentos de signo positivo el refuerzo se debe extender desde la cara del elemento hasta el apoyo. En las vigas estructurales, esta prolongación debe ser, como mínimo, de 15 cm dentro del apoyo. La Tabla 36 muestra las longitudes de desarrollo recomendadas según el diámetro de las barras, proporcionando las directrices necesarias para el corte del refuerzo en las vigas.

Tabla 36 Longitud de desarrollo según el diámetro de las barras de refuerzo

Barra	db (cm)	Ab (cm ²)	Ld (cm) para barras superiores	Ld (cm) para barras inferiores
8 mm	0.80	0.50	37	28
3/8"	0.95	0.71	44	34
1/2"	1.27	1.29	58	45
5/8"	1.39	2.00	73	56
3/4"	1.91	2.84	88	67
1"	2.54	5.10	145	112

Nota. Adaptado de la *Norma Técnica E.060: Concreto Armado* (2009).

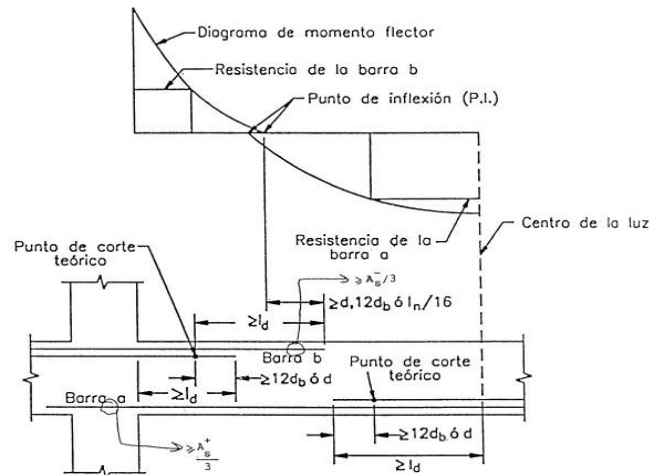
8.5 Longitud de anclaje y gancho estándar

El anclaje de un gancho estándar está formado por la longitud de desarrollo y un dobléz con extensión recta.

8.5.1 Longitud de desarrollo

De acuerdo con Ottazzi Pasino (2016), el cual hace referencia directa a la Norma E.060, se utilizarán la Figura 31, mostrado a continuación:

Figura 30 Longitud de desarrollo.



Nota. Adaptado de la Norma Técnica E.060: Concreto Armado (2009).

Para el presente proyecto, se está empleando un concreto con una resistencia característica de 210 kg/cm².

A continuación, se presenta las Tablas 37, 38 y 39, las cuales se emplearán como referencia para calcular las longitudes de anclaje:

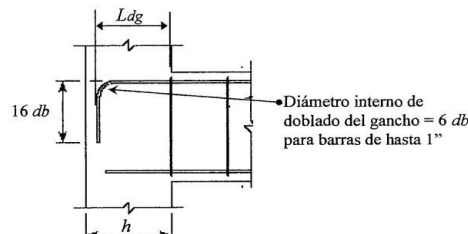
Tabla 37 Anclaje con gancho estándar

Anclaje con Gancho Estándar - Norma Peruana E-060

- 1) $L_{dg} \geq 318 db / (f'c)^{1/2}$
- 2) $L_{dg} \geq 8 db$
- 3) $L_{dg} \geq 0.15 \text{ m (ojo)}$

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

Barra	db (cm)	Ab (cm ²)	$f'c \text{ (kg/cm}^2\text{)}$			
			210	280	350	420
8 mm	0.80	0.50	18	15	14	12
3/8"	0.95	0.71	21	18	16	15
1/2"	1.27	1.29	28	24	22	20
5/8"	1.59	2.00	35	30	27	25
3/4"	1.91	2.84	42	36	32	30
7/8"	2.22	3.87	49	42	38	34
1"	2.54	5.10	56	48	43	39
1 3/8"	3.58	10.06	79	68	61	56



Nota. Adaptado de Norma Técnica E.060: Concreto Armado (2009).

Tabla 38 Longitudes de Anclaje en Tracción – Barras Inferiores (Tabla 21-2).

- 1) $L_d \text{ Mínimo} > = 0.30 \text{ m (longitud mínima de anclaje)}$

Barra	db (cm)	Ab (cm ²)	$f'c \text{ (kg/cm}^2\text{)}$				
			210	280	350	420	550
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

Nota. Adaptado de *Norma Técnica E.060: Concreto Armado* (2009).

Tabla 39 Longitudes de Anclaje en Tracción – Barras Superiores (Tabla 21-3).

- 1) $L'd$ (barra superior) $\geq 1.3 Ld$ (barra inferior)
 2) Ld Mínimo ≥ 0.30 m (longitud mínima de anclaje)

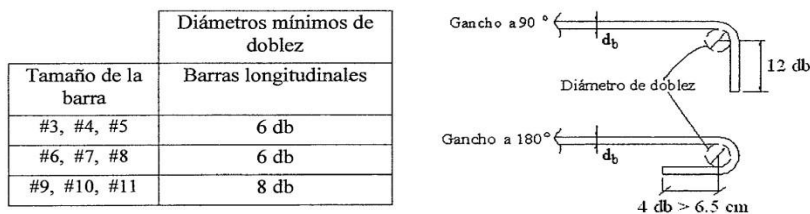
Barra	Db (cm)	Ab (cm ²)	$f'c$ (kg/cm ²)				
			210	280	350	420	550
8 mm	0.80	0.50	37	32	28	26	23
3/8"	0.95	0.71	44	38	34	31	27
1/2"	1.27	1.29	58	51	45	41	36
5/8"	1.59	2.00	73	63	57	52	45
3/4"	1.91	2.84	88	76	68	62	54
7/8"	2.22	3.87	127	110	98	90	78
1"	2.54	5.10	145	126	112	103	90
1 3/8"	3.58	10.06	204	177	158	145	126

Nota. Adaptado de *Norma Técnica E.060: Concreto Armado* (2009).

8.5.2 Gancho estándar

Los ganchos se emplean en aquellos casos donde no es posible lograr un anclaje directo de la barra y deben cumplir con los siguientes criterios según la Norma E.060 (2009). Los diámetros mínimos de doblez según el tamaño la barra longitudinal, se ilustran en la Figura 32:

Figura 31 Diámetros mínimos de doblez.



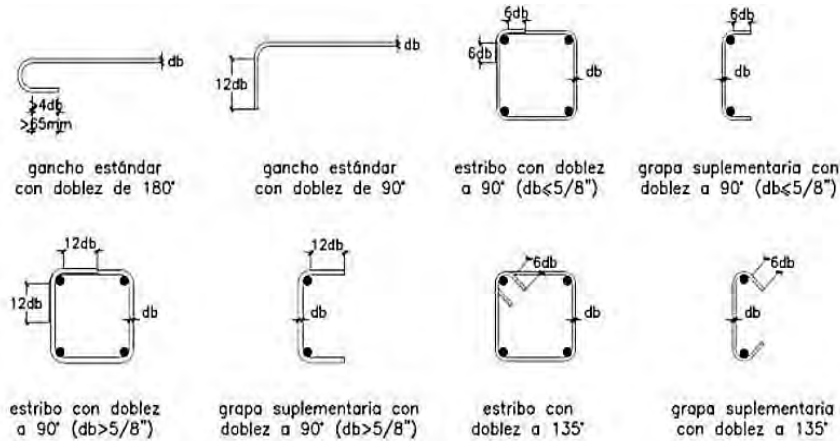
Nota. Adaptado de la *Norma Técnica E.060: Concreto Armado* (2009)

Para estribos se tendrá las siguientes consideraciones (Norma E.060, 2009):

- Barras menores a 5/8": doblez de 90° + 6db desde el extremo libre
- Barras de 3/4 hasta 1": doblez de 90° + 12db hasta el extremo libre
- Barras mayores a 1": doblez de 135° + 12db hasta el extremo libre

En la Figura 33, se presentará las consideraciones para ganchos y grapas estándar.

Figura 32 Consideraciones para los ganchos y grapas.



Nota. Adaptado de la *Norma Técnica E.060: Concreto Armado* (2009)

Por último, para los elementos con responsabilidad sismorresistente, el artículo 21.1 de la Norma E.060 (2009) describe que se deben presentar dobleces de 135° a más cuya extensión debe ser de 8db al interior de la sección del elemento y no debe ser menor a 75 mm.

8.6 Empalmes por traslape del refuerzo

De acuerdo con el artículo 12.15 de la Norma E.060 (2009), los empalmes para los alambres o barras corrugadas a tracción deben presentar una longitud mínima en función del tipo de traslape y la longitud de desarrollo (ld).

$$\text{Traslape tipo A: } Le = 1.0 \times ld$$

$$\text{Traslape tipo B: } Le = 1.3 \times ld$$

Este empalme por traslape debe ser como mínimo de 30cm. Además, la clasificación del tipo de empalme está regido por lo expuesto en el artículo 12.15.2 de la Norma E.060 (2009), la cual considera el refuerzo proporcionado, refuerzo requerido y el porcentaje de acero empalmado en la sección del elemento. La Tabla 40 presenta la clasificación de los distintos tipos de empalmes.

Tabla 40 Clasificación de empalmes por traslape en tracción.

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

Nota. Adaptado de *Norma Técnica E.060: Concreto Armado* (2009).

La extensión requerida para los empalmes por traslape en compresión (ldc) se establecerá a partir de las siguientes expresiones:

$$ldc = 0.0071 \times fy \times db \quad \text{para } fy \leq 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

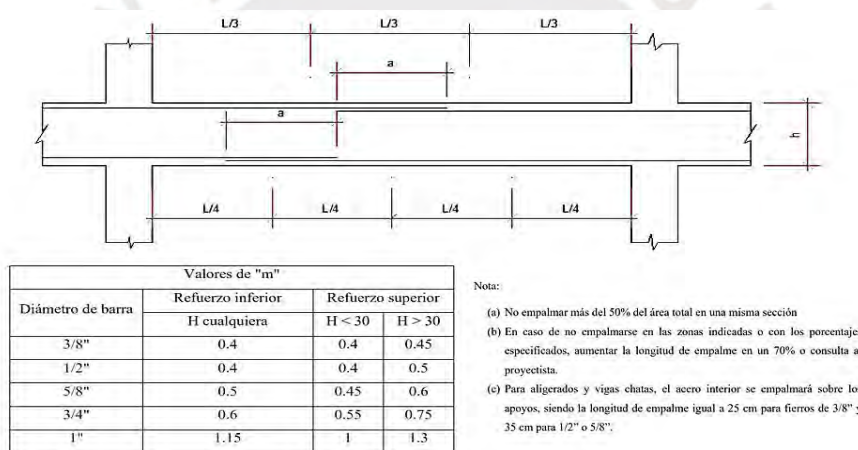
$$l_{dc} = (0.13 \times f_y - 24)db \quad \text{para } f_y \leq 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se debe tener en cuenta que el valor de l_{dc} debe tomar un valor mínimo de 30 cm. Por último, Blanco, A. (1994) detalla algunas recomendaciones:

- Para elementos que soportan solicitaciones sísmicas es de importante cuidado evitar empalmar en zonas de máximos esfuerzos pues es posible que se produzca una inversión de momentos. Para ello, se desarrolla la envolvente de cargas.
- Cuando se empalme vigas que no formen pórticos, se considera los momentos máximos en los extremos (Momentos negativos) y en el tramo central (Momento positivo).

Según lo expuesto anteriormente, se podrá usar la Figura 34 que resume los criterios considerados en el empalme de vigas y losas.

Figura 33 Empalmes por traslape en vigas y losas.



Nota. Adoptado de *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado* (p.113), por Blanco, A. (1994).

8.7 Control de deflexiones y fisuración

En la Tabla 26 se presenta la verificación de peraltes mínimos de vigas para evitar el cálculo de las deflexiones (Capítulo 5.5).

La fisuración es muy común que ocurra en elementos de concreto armado, por diversos factores y, principalmente, se da por los esfuerzos en tracción. La Norma E.060 (2009), artículo 9.9.3, plantea un parámetro denominado Z , este permite estimar indirectamente el ancho de las fisuras y garantiza que el acero no se vea afectado por corrosión. No debe exceder el valor de 26000 kg/cm^2 y es hallado mediante las siguientes expresiones (Norma E.060, 2009):

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{dc \times Act} \quad , \quad f_s = \frac{Ms}{0.9 \times d \times A_s} \quad , \quad Act = \frac{2 \times y_s \times b}{N_{barras}}$$

Donde:

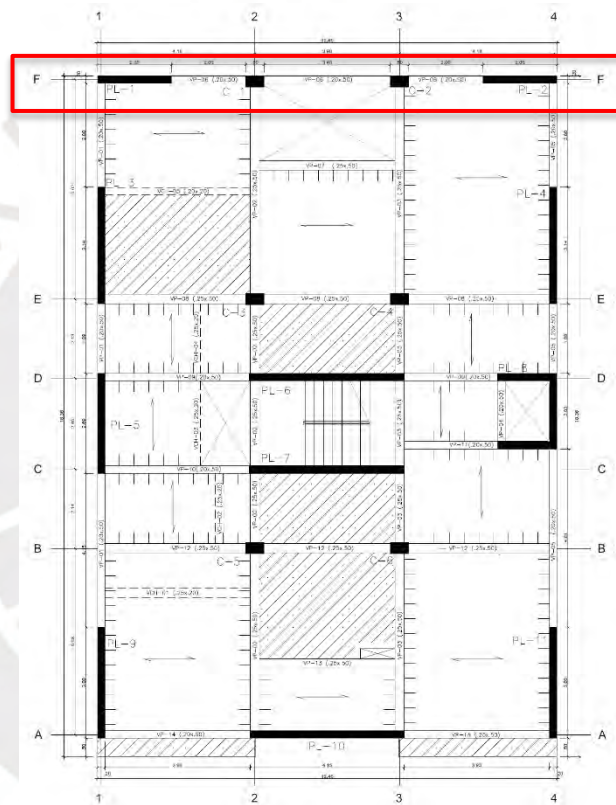
- F_s : esfuerzo desarrollado en el acero (kg/cm^2)
- M_s : momento flector correspondiente a las condiciones de servicio

- D es el peralte de la sección
- A_s : área de acero
- A_{ct} : área sometida a tracción del concreto
- D_c : distancia entre el centro de gravedad hasta la fibra más extrema
- y_s : distancia entre el centro de gravedad del refuerzo hasta la fibra más extrema

8.8 Diseño de la viga VP-06

Se desarrolla el diseño de la viga en el eje F (VP-06), cuyas dimensiones son de 20x50. Además, la cantidad de acero diseñado para esta viga será el mismo para los cinco primeros pisos; sin embargo, para el caso de la azotea, el diseño será diferente debido a que las cargas aplicadas en este nivel son menores. Se muestra su ubicación en la Figura 35.

Figura 34 Ubicación de la viga en el eje F-F



Para evitar la formación de momentos negativos originados por las cargas muertas y cargas vivas, se realiza una corrección que consiste en lo siguiente: Primero se selecciona todos los “joins” de las placas, luego se procede a restringir su movimiento en dirección “Z” y luego a correr el programa solo para carga muerta y carga viva. Por otro parte, se realiza un análisis completo con los sismos X e Y. Se junta los dos análisis en un Excel y se determina la envolvente del diagrama de momentos. Se realiza la distribución de cargas sobre el elemento estructural, con el propósito de generar los (DMF) y (DFC).

Se presenta el metrado de cargas para el tramo ubicado entre los ejes 1 y 2:

Carga Muerta (CM):

- $W_{pp} = 2.4 \times 0.2 \times 0.5 = 2.4 \text{ ton/m}$
- $w_{pt} = 0.1 \times (0.5 + 0.25 - 0.15) = 0.06 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$
- $w_{tab \text{ en viga}} = 1.8 \times 0.15 \times 2.2 = 0.59 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$
- $w_{CM} = 0.24 + 0.06 + 0.59 = 0.89 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$

Carga viva (CV)

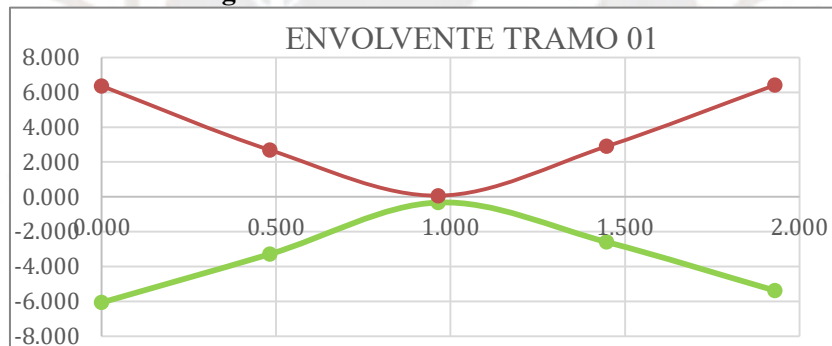
- $w_{c \text{ viga}}^s = 0.2 \times (0.20 - 0.15) = \frac{0.01 \text{ ton}}{\text{m}}$
- $w_{c \text{ l. maciza}}^s = 0.2 \times 0.50 = 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$
- $w_{cv} = 0.01 + 0.10 = 0.11 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$

8.8.1 Diseño por Flexión

Se presentan las envolventes de los momentos de la viga VP-06, mostrados en las Figuras 36, 37 y 38.

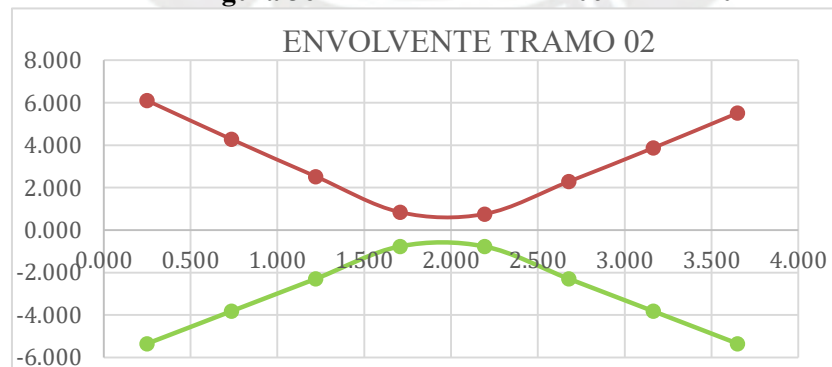
TRAMO 01 (Eje F y 1 - 2)

Figura 35 Envolvente de la VP-06 – Tramo 01.



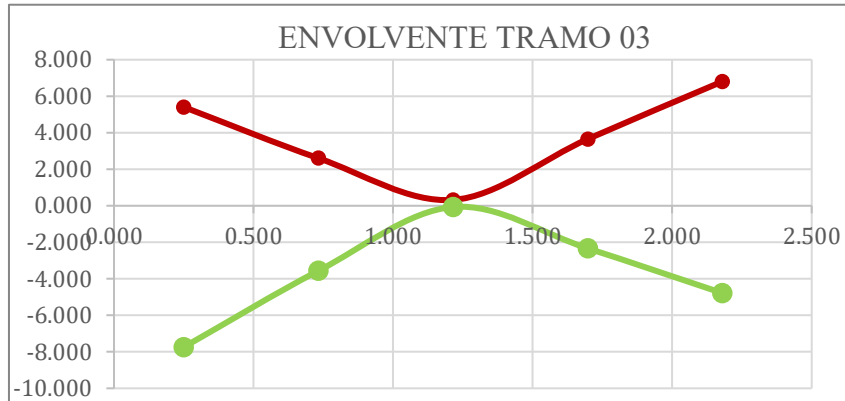
TRAMO 02 (Eje F y 2 - 3)

Figura 36 Envolvente de la VP-06 – Tramo 02.



TRAMO 03 (Eje F y 3 – 4)

Figura 37 Envolvente de la VP-06 – Tramo 03.



Se calcula el $acero_{m\acute{a}x}$ y $acero_{m\acute{i}n}$ con los acápites 8.2.1 y 8.2.2:

$$\Rightarrow A_{s_{min}} = 0.70 \times \frac{\sqrt{210} \times 20 \times 44}{4200} = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{sb} = \frac{0.85 \times 210 \times 20 \times (0.85 \times 25.88)}{4200} = 18.70 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{s_{max}} = 0.75 \times 23.37 = 14.03 \text{ cm}^2$$

Se presenta los parámetros para el diseño de la viga en la Tabla 41:

Tabla 41 Parámetros para el diseño de la Viga

d	44 cm
M_{cr}	3.02 ton.m
ρ mínima	0.24 cm ²
A_{s min}	2.64 cm ²
A_{sb}	23.37 cm ²
A_{s máx}	17.53 cm ²

Nota. Se considera un revestimiento de 6cm. Se determina el M_{cr} , los valores del refuerzo balanceado, mínimo y máximo, y su cuantía mínima.

Utilizando las envolventes de diseño, se podrá calcular el $acero_{requerido}$ para cada tramo de la viga, el cual variará según el valor del momento flector. Se muestra los cálculos para el Tramo 01 en la Tabla 42:

Tabla 42 Cálculos del Tramo 01.

Mu ton.m	As cm ²	Nº Barras		As inst. cm ²	ø Mn ton.m
		Corridas	Bastones		
-6.37	4.00	2ø5/8"	-	4.00	6.37
6.07	3.80	2ø5/8"	-	4.00	6.37
0.33	0.20	2ø5/8"	-	4.00	6.37
-6.42	4.03	2ø5/8"	-	4.00	6.37
5.39	3.36	2ø5/8"	-	4.00	6.37

En todos los casos, $M_u \leq \phi M_n$. Se colocarán 2 barras corridas de 5/8".

Se muestra los cálculos para el Tramo 02 en la Tabla 43:

Tabla 43 Cálculos del Tramo 02.

Mu ton.m	As cm ²	N° Barras		As inst. cm ²	øMn ton.m
		Corridas	Bastones		
-6.10	3.82	2ø5/8"	-	4.00	6.37
5.35	3.34	2ø5/8"	-	4.00	6.37
0.85	0.51	2ø5/8"	-	4.00	6.37
-5.51	3.44	2ø5/8"	-	4.00	6.37
5.35	3.34	2ø5/8"	-	4.00	6.37

En todos los casos, $M_u \leq \phi M_n$. Se colocarán 2 barras corridas de 5/8".

Se muestra los cálculos para el Tramo 03 en la Tabla 44:

Tabla 44 Cálculos del Tramo 03.

Mu ton.m	As cm ²	N° Barras		As inst. cm ²	ø Mn ton.m
		Corridas	Bastones		
-7.74	4.91	2ø5/8"	1ø5/8"	6.00	9.34
5.41	3.37	2ø5/8"	-	4.00	6.37
0.33	0.20	2ø5/8"	-	4.00	6.37
-4.78	2.97	2ø5/8"	-	4.00	6.37
6.81	4.29	2ø5/8"	1ø5/8"	6.00	9.34

En todos los casos, $M_u \leq \phi M_n$. Para un M_u de 7.74 ton.m y 6.81 ton.m, se dispondrán 2 barras longitudinales de 5/8" más un bastón de 5/8", y para los demás casos se utilizarán 2 barras longitudinales de 5/8". En todos los nodos, se verifica que $M_n^+ > M_s^-/3$ y que $M_n > M_n^{\text{máx}}/4$. Para determinar el corte del refuerzo, se sabe que el momento de agrietamiento es de 6.37 ton.m. Se busca este valor en el DMF y el momento se cumple cuando la distancia es igual a 0.41m. Sin embargo, como se mencionó en el acápite 8.4, el corte tendrá una extensión mínima del mayor valor entre "d" y "12db".

Dado que la viga posee un peralte de 50cm, el peralte efectivo será de 44cm. Por otro lado, posee acero corrido 5/8" (db = 1.59cm). Entonces, se tendrán las siguientes extensiones:

$$\Rightarrow d = 44\text{cm}$$

$$\Rightarrow 12db = 12(1.59)\text{cm} = 19.08\text{cm}$$

Finalmente, la longitud de corte real será de $41+44 = 85\text{cm} = 0.85\text{m}$.

Se muestra en la Figura 39, longitudes prácticas de bastones de refuerzo en la viga. Con base a la experiencia práctica, se compara entre las longitudes de corte teóricas y prácticas en la Tabla 45. Asimismo, se seleccionarán las distancias más conservadoras para el diseño de la viga.

Figura 38 Longitudes prácticas de bastones de refuerzo de acero.

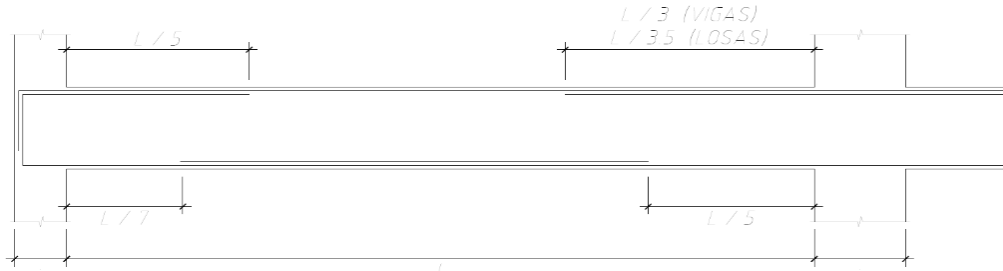


Tabla 45 Corte Final de la Viga VP-06.

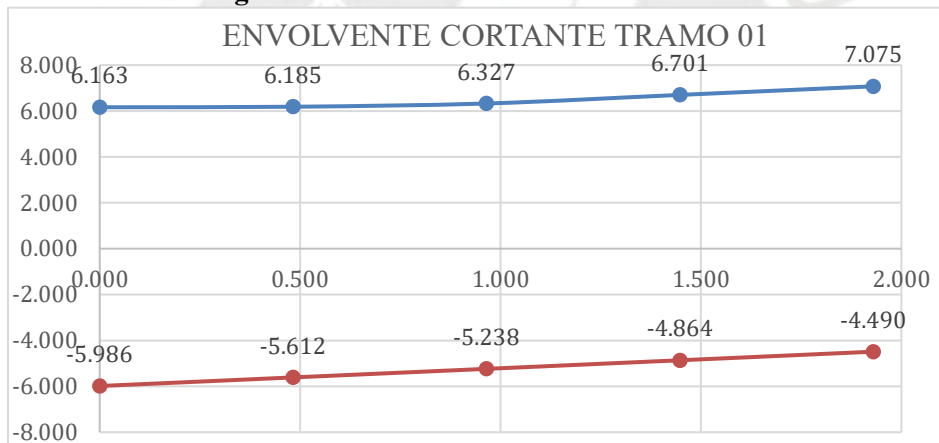
VP-06	BASTONES	CORTE TEÓRICO (cm)	CORTE PRACTICO (cm)	CORTE FINAL (cm)
TRAMO 01	-	-	-	-
TRAMO 02	1 ø5/8	45	110	110
TRAMO 03	1ø5/8	85	65	85
	1ø5/8	65	38	65

8.8.2 Diseño por corte

Las Figuras 40, 41 y 42 muestran la envolvente de cortantes de la VP-06:

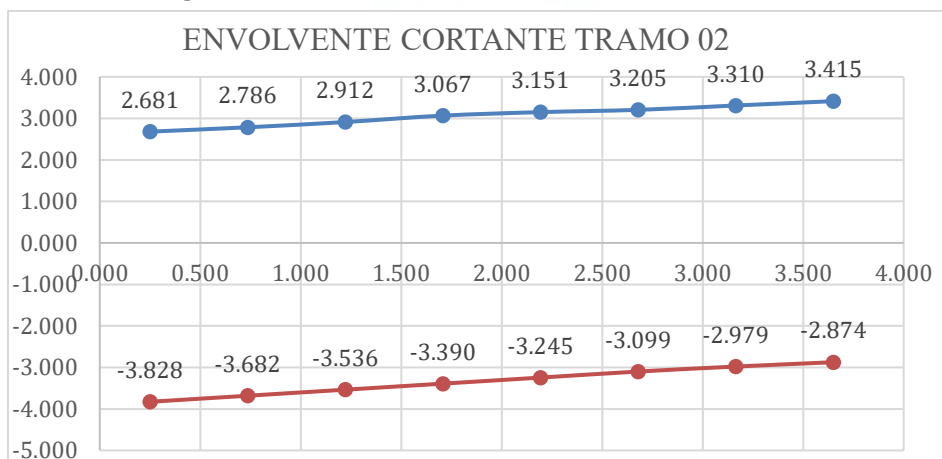
TRAMO 01 (Eje F y 1 – 2)

Figura 39 Envolvente de FC de la VP-06 – Tramo 01.



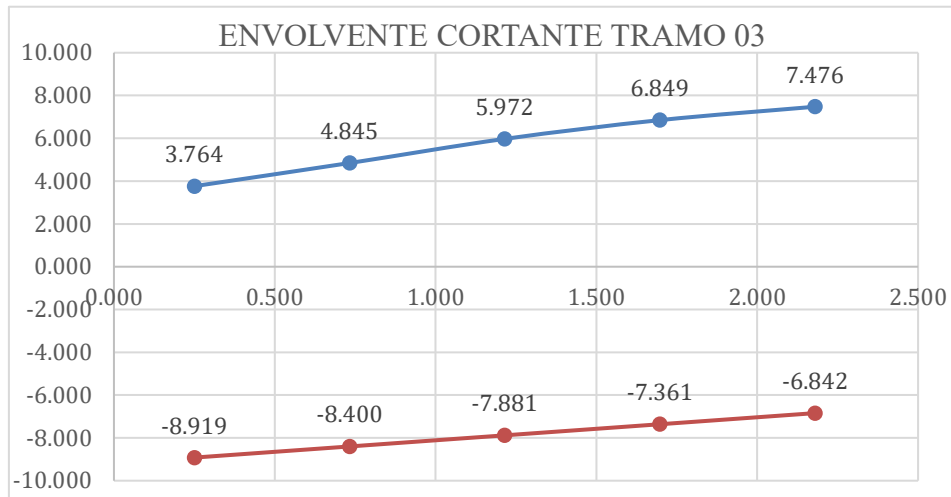
TRAMO 02 (Eje F y 2 – 3)

Figura 40 Envolvente de FC de la VP-06 – Tramo 02.



TRAMO 03 (Eje F y 3 – 4)

Figura 41 Envoltente de FC de la VP-06 – Tramo 03.



Dado que el acero longitudinal es de 5/8", se utilizarán estribos de 3/8". La longitud de confinamiento es de 1m, y el espaciamiento se define por el valor menor de las siguientes condiciones (Norma E.060, 2009):

- $d/4 = 44/4 = 11\text{cm}$
- $10db = 15.90\text{cm}$
- $24de = 22.80\text{cm}$
- 30cm

La Norma E.060 (2009), señala que no es indispensable que el espaciamiento sea menor a 15cm. Por tanto, se escoge una distancia de 15cm.

Se determina el espaciamiento para el resto de los refuerzos, como se muestra en la Tabla 46:

Tabla 46 Cálculos del espaciamiento máximo.

TRAMOS	Vu ton	Vc ton	Vs ton	S cm
Tramo 01	6.86	7.68	-	-
Tramo 02	6.76	7.68	-	-
Tramo 03	8.50	7.68	2.32	113.00

Se escoge una separación máxima, en la zona no confinada, de 20cm.

Finalmente, en la viga se utiliza estribos 3/8", colocados 1 @0.05m, 8 @0.15m y el resto @0.20m.

8.8.3 Diseño por capacidad y amplificación de sismo

La fuerza cortante (V_u) debe ser igual o superior al valor mínimo obtenido según las siguientes condiciones:

En primera instancia, para los cálculos se considerará la cortante en cada tramo.

$$\Rightarrow \text{TRAMO 01: } Vud = \frac{7.08+7.08}{2.00} + 1.25 * \frac{2}{2} = 8.03 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow \text{TRAMO 02: } Vud = \frac{10.41+7.08}{3.14} + 2.13 * \frac{3.40}{2} = 12.37 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow \text{TRAMO 03: } Vud = \frac{10.41+10.41}{2.00} + 1.25 * \frac{2}{2} = 11.66 \text{ ton}$$

En segunda instancia, se procederá a realizar la amplificación de las cargas: $1.25(Vd + Vl) + 2.5 V_{sismo}$, donde se tiene lo siguiente:

$$Vud = 16.85 \text{ ton}$$

Se determina la separación entre estribos mostrados en la Tabla 47

Tabla 47 Cálculos del espaciamiento de estribos VP-06.

TRAMOS	ΦV_n ton	V_u ton	V_s ton	s cm
VP-06	6.76	8.03	2.69	97

Para la viga VP-06, la resistencia nominal al cortante (ΦV_n) es de 6.76 ton, la fuerza cortante última (V_u) alcanza 8.03 ton. El aporte de los estribos (V_s) corresponde a 2.69 ton, lo que conduce a un espaciamiento calculado de 97 cm. De este modo, el control por cortante predomina sobre el diseño basado en capacidad.

8.8.4 Control de deflexiones y fisuraciones

Se determina el valor del peralte (h):

$$h = \frac{215}{18.5} = 11.62 \text{ cm}$$

Dado que nuestra viga posee un peralte de 50 cm, no es necesario determinar las deflexiones para este ejemplo.

En la Tabla 48, se realiza la verificación del control de fisuración, se determina el parámetro de Z, el cual no debe superar los 26000 kg/cm².

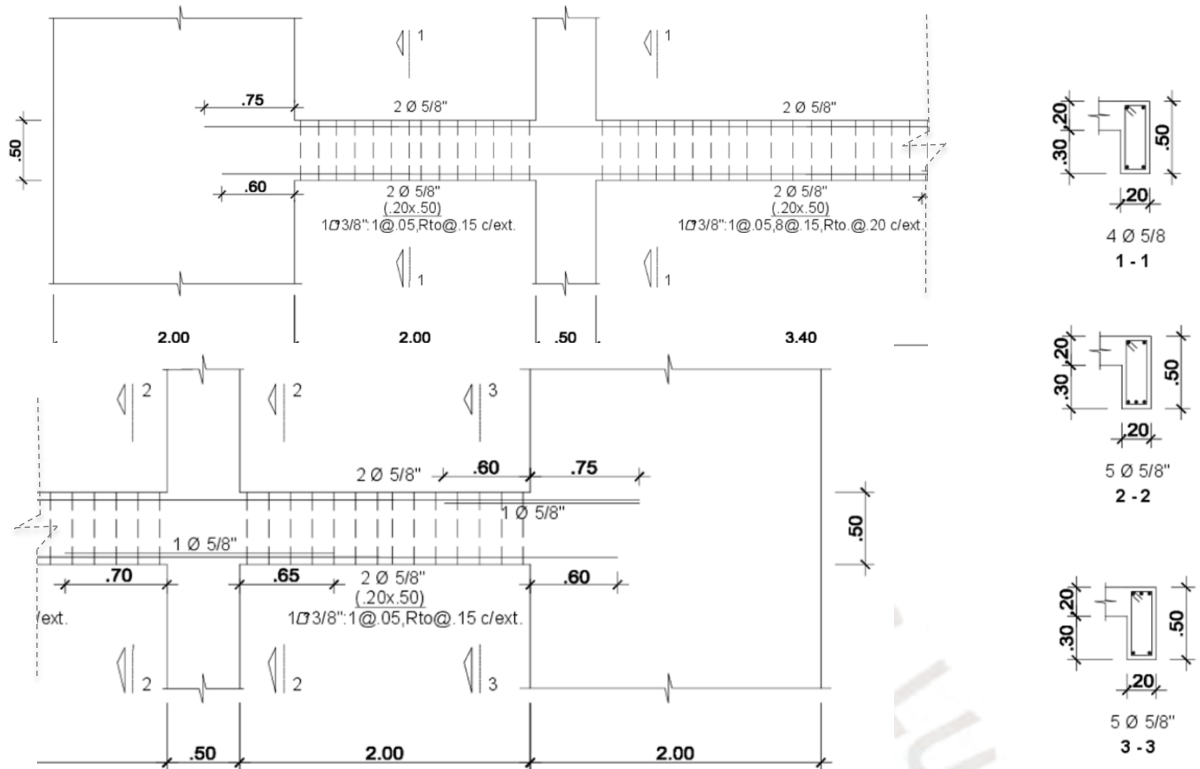
Tabla 48 Control de Fisuramiento VP-06.

	M_s ton-m	A_s m ²	F_s kg/cm ²	Act cm ²	Z kg/cm ²	Z KN/mm ²	Z máx KN/mm ²	Cumple
Msmáx	1.94	10.84	451.43	50.00	2398.57	3.750	26	Si
Msmín	-2.68	16.00	423.70	41.67	2118.48	3.090	26	Si

El valor de Z en ambos casos se mantiene por debajo del límite permitido de 26 KN/mm². Por lo tanto, la viga garantiza un desempeño estructural adecuado bajo las condiciones de carga especificadas.

Se presenta el diseño de la Viga VP-06 en la Figura 43:

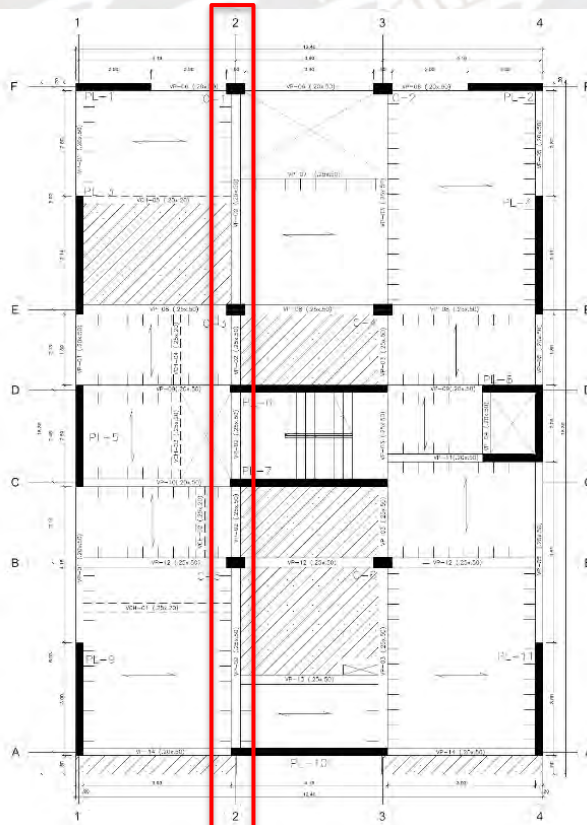
Figura 42 Distribución final del acero de la VP-06



8.9 Diseño de la viga VP-02

Se muestra la viga VP-02 en la Figura 44.

Figura 43 Vista en planta de la VP-02.



Se realiza la distribución de cargas sobre el elemento estructural, con el propósito de generar los (DMF) y (DFC). Se desarrolla el metrado de cargas de la VP-02.

Carga muerta (CM)

- $w_{pp} = 2.4 \times 0.25 \times 0.5 = 0.30 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$
- $w_{l. \text{ maciza}} = 2.40 \times 0.20 \times 0.50 = 0.24 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$
- $w_{pt} = 0.10 \times (0.50 + 0.25 - 0.15) = 0.06 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$
- $w_{\text{tab en viga}} = 1.80 \times 0.15 \times 2.20 = 0.59 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$
- $w_{CM} = 0.30 + 0.24 + 0.06 + 0.59 = 1.19 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$

Carga viva (CV)

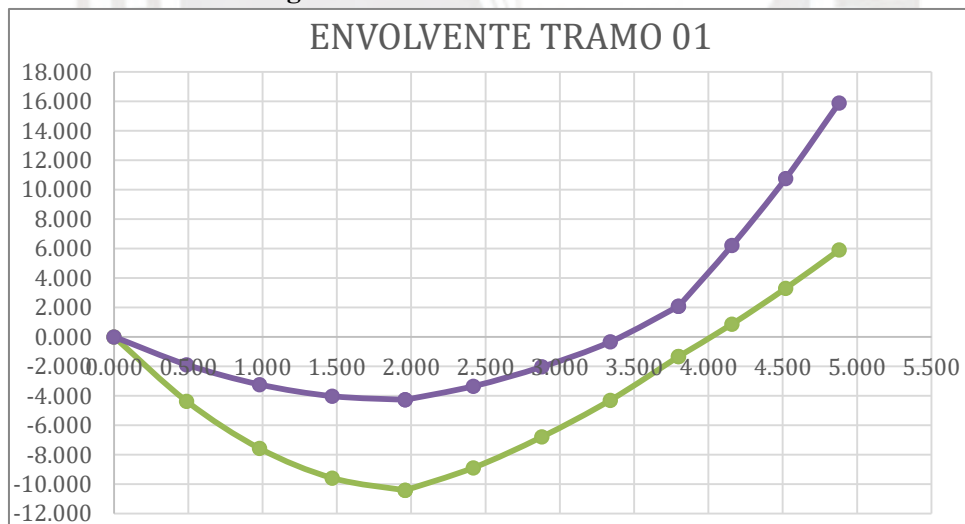
- $w_{\frac{s}{c} \text{ viga}} = 0.20 \times (0.25 - 0.15) = \frac{0.02 \text{ton}}{\text{m}}$
- $w_{\frac{s}{c} \text{ l. maciza}} = 0.20 \times 0.50 = 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$
- $w_{cv} = 0.02 + 0.10 = 0.12 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$

8.9.1 Diseño por Flexión

Se presentan las envolventes de los momentos de la viga VP-06, mostrados en las Figuras 45, 46, 47, 48 y 49.

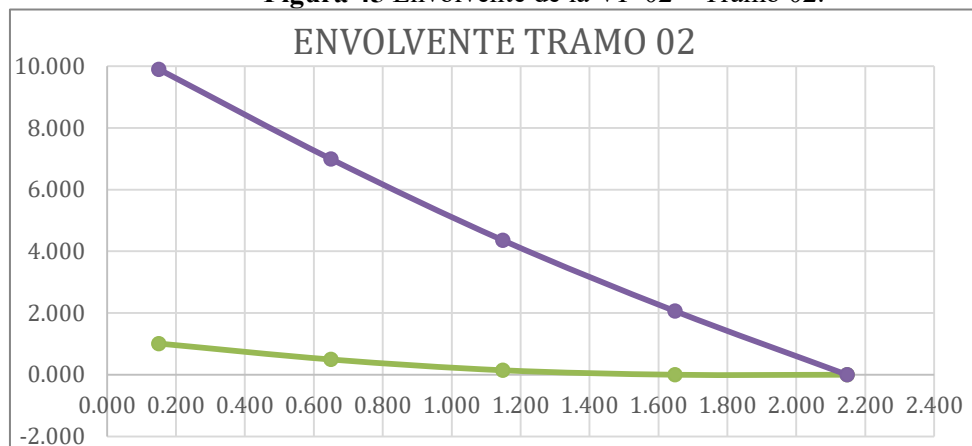
TRAMO 01 (EJES 2 y A-B)

Figura 44 Envolvente de la VP-02 – Tramo 01.



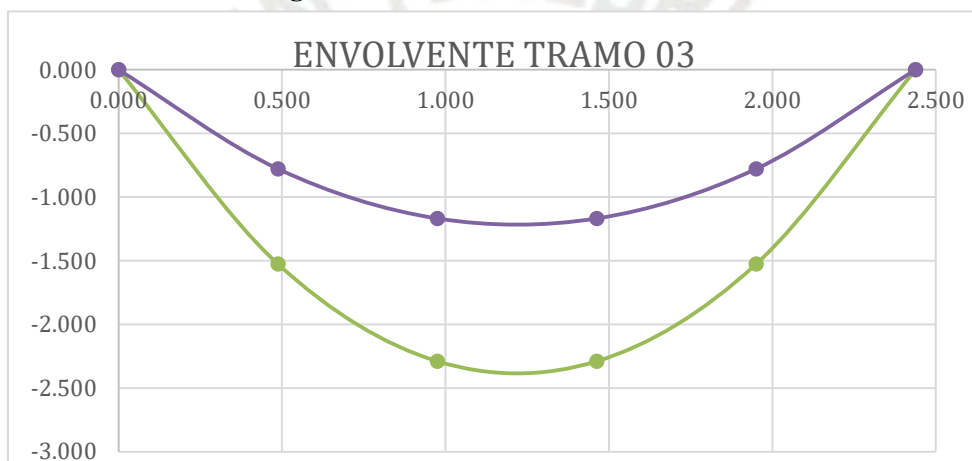
TRAMO 02 (EJES 2 y B-C)

Figura 45 Envoltente de la VP-02 – Tramo 02.



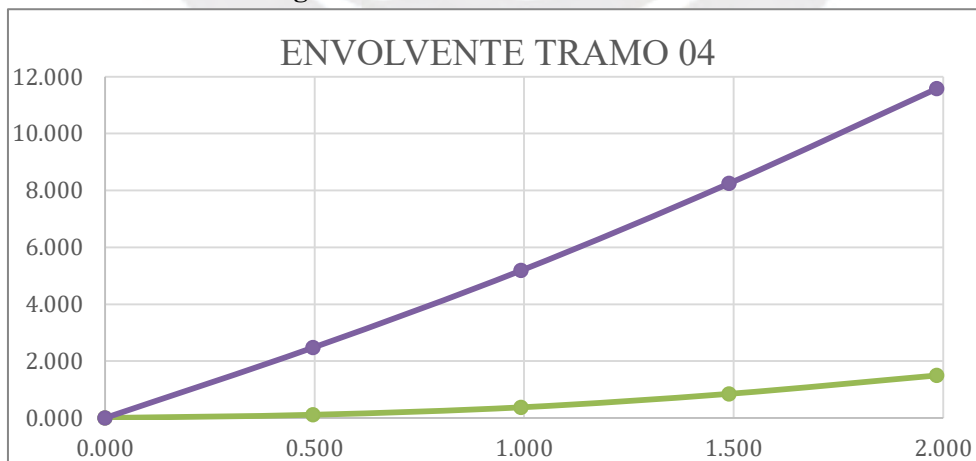
TRAMO 03 (EJES 2 y C-D)

Figura 46 Envoltente de la VP-02 – Tramo 03.



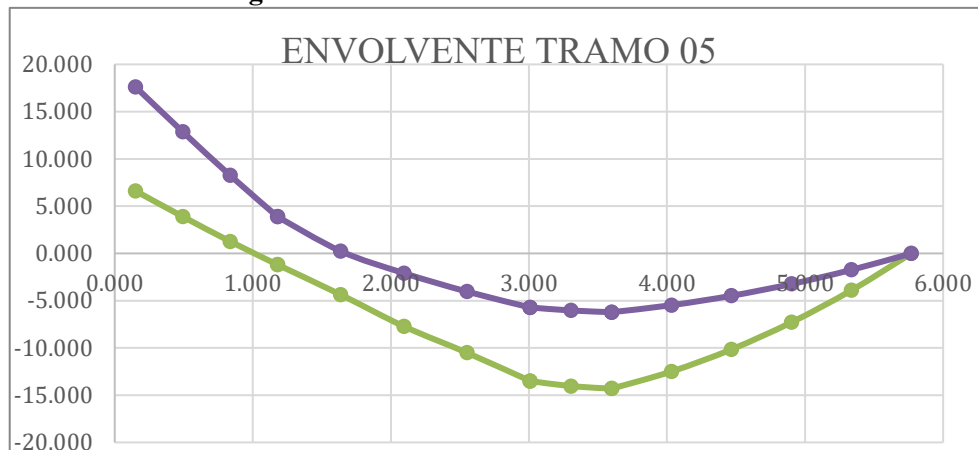
TRAMO 04 (EJES 2 y D-E)

Figura 47 Envoltente de la VP-02 – Tramo 04.



TRAMO 05 (EJES 2 y E-F)

Figura 48 Envolvente de la VP-02 – Tramo 05.



Se calcula el $acero_{m\acute{a}x}$ y $acero_{m\acute{i}n}$ con los acápites 8.2.1 y 8.2.2:

$$\Rightarrow A_{s\min} = 0.70 \times \frac{\sqrt{210} \times 20 \times 44}{4200} = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{sb} = \frac{0.85 \times 210 \times 20 \times (0.85 \times 25.88)}{4200} = 18.70 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{s\max} = 0.75 \times 23.37 = 14.03 \text{ cm}^2$$

En la Tabla 49, se determinan los siguientes parámetros.

Tabla 49 Parámetros para el diseño de la VP-02.

d	44 cm	42 cm
M_{cr}	3.02 ton.m	3.02 ton.m
ρ mínima	0.24 cm ²	0.24 cm ²
A_{s min}	2.64 cm ²	2.52 cm ²
A_{sb}	23.37 cm ²	22.32 cm ²
A_{s máx}	17.53 cm ²	16.74 cm ²

Nota. Se considera un revestimiento de 6cm. Se determina el M_{cr}, los valores del refuerzo balancead, mínimo y máximo, y su cuantía mínima.

Utilizando las envolventes de diseño, se podrá calcular el $acero_{requerido}$ para cada tramo de la viga, el cual variará según el valor del momento flector. Se muestra los cálculos para el Tramo 01 en la Tabla 50.

Tabla 50 Cálculos de la VP-02 - Tramo 01.

Mu ton.m	As cm²	Nº Barras		As inst. cm²	ø Mn ton.m
		Corridas	Bastones		
10.42	6.75	2ø5/8"	2ø5/8"	8.00	12.17
-15.90	10.81	2ø5/8"	4ø5/8"	12.00	16.49

En todos los casos, $M_u \leq \phi M_n$. Para un momento de 10.42 ton.m se colocarán dos barras longitudinales ø5/8" y dos bastones de ø5/8", y para un momento de 15.90 ton/m² se colocarán dos barras longitudinales de ø5/8" y cuatro bastones ø5/8".

Se muestra los cálculos para el Tramo 02, en la Tabla 51:

Tramo 51 Cálculos de la VP-02 - Tramo 02.

Mu ton.m	As cm ²	Nº Barras		As inst. cm ²	ø Mn ton.m
		Corridas	Bastones		
9.90	6.39	2ø5/8"	4ø5/8"	8.00	12.17

En la Tabla 51, se cumple $Mu \leq \varnothing Mn$. Se colocarán 2 barras de acero corridas de ø5/8" más 2 bastones de ø5/8".

En el Tramo 03, como se aprecia en la Figura 47, presenta un momento de 2.40ton.m. Por lo tanto, se colocará 2 barras de ø5/8", para asegurar su diseño.

Se muestra los cálculos para el Tramo 04, en la Tabla 52:

Tabla 52 Cálculos de la VP-02 - Tramo 04.

Mu ton.m	As cm ²	Nº Barras		As inst. cm ²	ø Mn ton.m
		Corridas	Bastones		
11.58	7.13	7.58	2ø5/8"	2ø5/8"	8.00

En la Tabla 52, se cumple $Mu \leq \varnothing Mn$ por tanto cumple con los requisitos de diseño estructural. Se colocarán 2 barras de ø5/8" y 2 bastones de ø5/8".

Se muestra los cálculos para el Tramo 05, en la Tabla 53:

Tabla 53 Cálculos de la VP-02 Tramo 05.

Mu ton.m	As cm ²	Nº Barras		As inst. cm ²	ø Mn ton.m
		Corridas	Bastones		
17.60	12.16	2ø5/8"	2ø5/8" + 2ø3/4	13.68	18.40
-14.31	9.59	2ø5/8"	4ø5/8"	12.00	16.49

En la Tabla 53, se cumple $Mu \leq \varnothing Mn$. Para un momento último de 17.60 ton.m, se dispondrán 2 barras longitudinales de 5/8" más 4 bastones de 5/8". Para un momento último de -14.31 ton.m, se dispondrán 2 barras longitudinales de 5/8" más 4 bastones de 5/8".

En todos los nodos de los tramos, se verifica $Mn_{(+)} > Ms_{(-)}/3$ y que $Mn > Mn_{m\acute{a}x}/4$. Para determinar el corte del refuerzo, se utiliza la Figura 48 establecido en el acápite 8.4.

Dado que la viga posee un peralte de 50cm, el peralte efectivo será de 44cm. Por otro lado, posee acero corrido 5/8" ($db = 1.59\text{cm}$). Entonces, se tendrán las siguientes extensiones:

$$\Rightarrow d = 44\text{cm}$$

$$\Rightarrow 12db = 12(1.59)\text{cm} = 19.08\text{cm}$$

Se muestra la Tabla 54, donde se seleccionarán las distancias más conservadoras para el diseño final de la viga VP-02.

Tabla 54 Corte Final de la Viga VP-02.

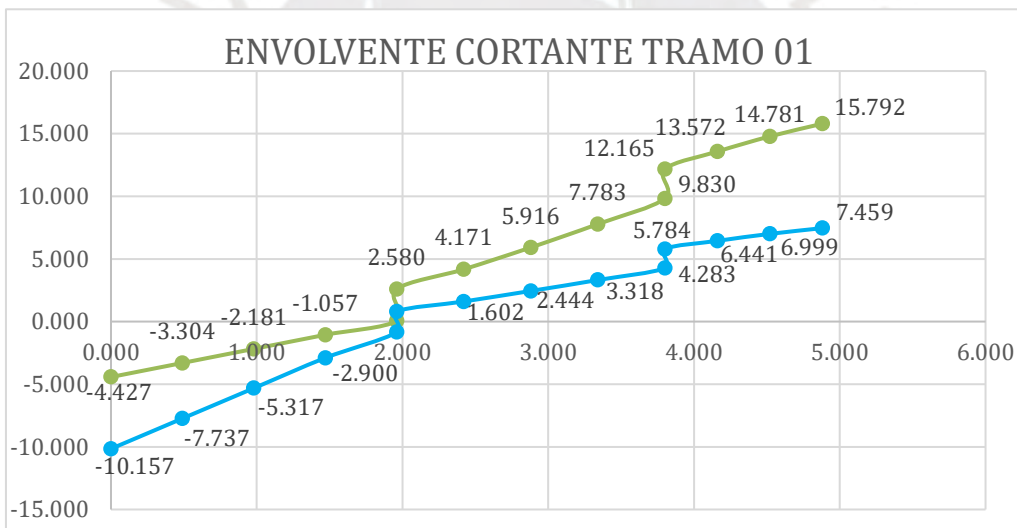
VP-02	BASTONES SUPERIORES	BASTONES INFERIORES	CORTE TEÓRICO (cm)	CORTE PRÁCTICO (cm)	CORTE FINAL (cm)
TRAMO 01	-	2ø5/8	30/120	68/90	30/95
	2ø5/8	-	110	159	160
	4ø5/8	-	60	-	90
TRAMO 02	4ø5/8	-	45	-	45
	2ø5/8	-	140	65	140
TRAMO 03	-	-	-	-	-
TRAMO 04	2ø5/8	-	140	65	140
	4ø5/8	-	45	-	45
TRAMO 05	4ø5/8	-	65	-	90
	2ø5/8	-	134	192	190
	-	2ø5/8	100/30	115/82	95/30

8.9.2 *Diseño por corte*

Las Figuras 50,52,53 y 54 muestran las envolventes de cortantes de la viga VP-02.

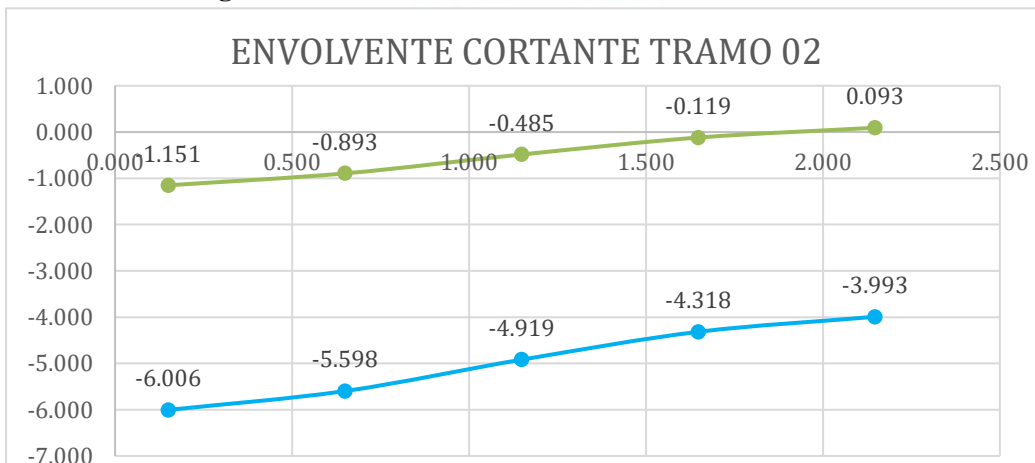
TRAMO 01 (Eje 2 y A –B)

Figura 49 Envolvente de FC de la VP-02 – Tramo 01.



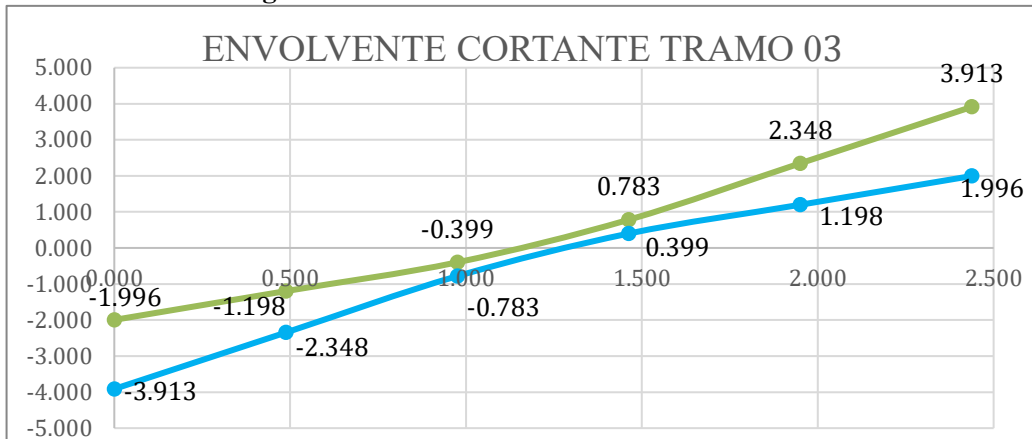
TRAMO 02 (Eje 2 y B-C)

Figura 50 Envolvente de FC de la VP-02 – Tramo 02.



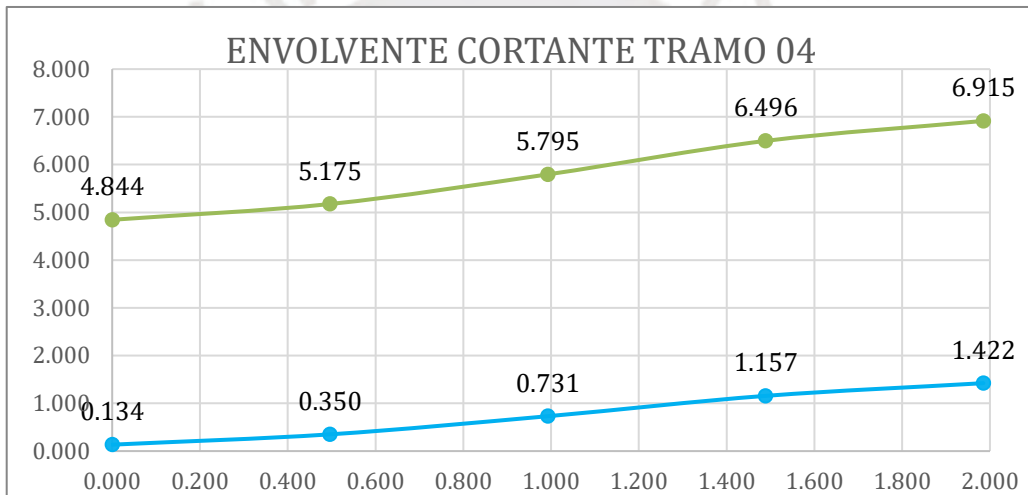
TRAMO 03 (Eje 2 v C-D)

Figura 51 Envoltente de FC de la VP-02 – Tramo 03.



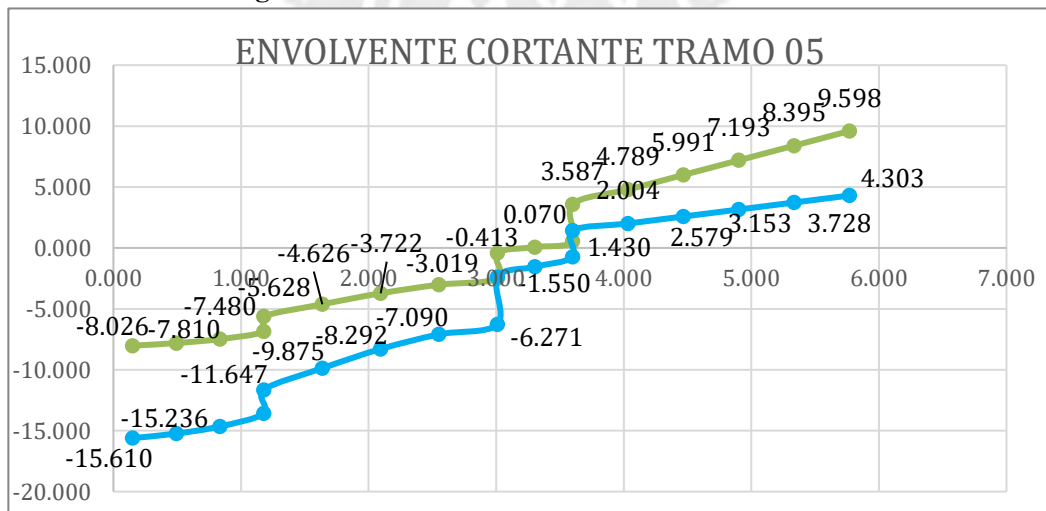
TRAMO 04 (Eje 2 v D-E)

Figura 52 Envoltente de FC de la VP-02 – Tramo 04.



TRAMO 05 (Eje 2 v E-F)

Figura 53 Envoltente de FC de la VP-02 – Tramo 05.



Dado que el acero longitudinal es de 5/8", se utilizarán estribos de 3/8". La longitud confinada será de 1m, calculada como 2 veces el peralte. El espaciamiento máximo se determinará considerando el valor mínimo de las siguientes condiciones (Norma E.060, 2009):

- $d/4 = 11\text{cm}$
- $10db = 15.9\text{cm}$
- $24de = 22.80\text{cm}$
- 30cm

La Norma E.060 (2009), señala que no es indispensable que el espaciamiento sea inferior a 15cm. Por tanto, se escoge una distancia de 15cm.

Se determina el espaciamiento para el resto de los refuerzos, como se muestra en la Tabla 46:

Tabla 55 Cálculos del espaciamiento máximo.

TRAMOS	Vu ton	Vc ton	Vs ton	S cm
Tramo 01	15.0	9.60	8.05	35
Tramo 02	6.2	9.60	-	-
Tramo 03	3.8	9.60	-	-
Tramo 04	6.3	9.60	-	-
Tramo 05	10.5	9.60	2.76	95

Se escoge una separación máxima de la zona no confinada de 20cm.

Finalmente, en la viga se utilizará estribos de 3/8" con una distribución de 1 @ 0.05m y 8 @ 0.15m y el resto @ 0.20m.

8.9.3 Diseño por capacidad y amplificación de sismo

La fuerza cortante (V_u) deberá ser igual o superior al valor mínimo obtenido según las siguientes condiciones:

En primera instancia, para los cálculos se considerará la cortante en cada tramo.

$$\text{TRAMO 01: } V_{ud} = \frac{18.32+11.70}{2} + 3.91 * \frac{4.78}{2} = 24.36 \text{ ton}$$

$$\text{TRAMO 02: } V_{ud} = \frac{13.52+7.08}{2} + 1.53 * \frac{1.87}{2} = 11.73 \text{ ton}$$

$$\text{TRAMO 03: } V_{ud} = \frac{7.08+7.08}{2} + 1.79 * \frac{2.19}{2} = 9.04 \text{ ton}$$

$$\text{TRAMO 05: } V_{ud} = \frac{11.70+7.08}{2} + 1.53 * \frac{1.87}{2} = 10.82 \text{ ton}$$

$$\text{TRAMO 03: } V_{ud} = \frac{16.03+11.70}{2.00} + 4.72 * \frac{5.77}{2} = 10.49 \text{ ton}$$

En segunda instancia, se procederá a realizar la amplificación de las cargas considerando la combinación de cargas especificada: $1.25(V_d + V_l) + 2.5 V_{sismo}$, donde se tiene lo siguiente (Norma E.060, 2009):

$$\text{TRAMO 01: } V_{udi} = -7.80 \text{ ton}, V_{ud} = 13.80 \text{ ton}$$

$$\text{TRAMO 02: } V_{udi} = -8.40 \text{ ton}, V_{ud} = -6.85 \text{ ton}$$

$$\text{TRAMO 03: } V_{ud} = 2.00 \text{ ton}$$

$$\text{TRAMO 04: } V_{udi} = 6.20 \text{ ton}, V_{ud} = 7.70 \text{ ton}$$

$$\text{TRAMO 05: } V_{udi} = 13.10 \text{ ton}, V_{ud} = 12.80 \text{ ton}$$

El máximo valor por cargas amplificadas es de $V_{ud} = 13.80 \text{ ton}$

Se determina la separación entre estribos, mostrados en la Tabla 56.

Tabla 56 Cálculos del espaciamiento de estribos VP-02.

TRAMOS	$\Phi V_n \text{ ton}$	$V_u \text{ ton}$	$V_s \text{ ton}$	$s \text{ cm}$
VP-02	8.15	13.80	8.08	32

Para la viga VP-02, la resistencia nominal al cortante (ΦV_n) es de 8.15 ton, la fuerza cortante última (V_u) alcanza 13.80 ton. El aporte de los estribos (V_s) corresponde a 8.08 ton, lo que conduce a un espaciamiento calculado de 32 cm. De este modo, el control por cortante predomina sobre el diseño basado en capacidad.

8.9.4 Control de deflexiones y fisuraciones

Se determina el valor del peralte (h):

$$h = \frac{527}{18.5} = 28.50 \text{ cm}$$

Dado que nuestra viga posee un peralte de 50 cm, no es necesario determinar las deflexiones para este ejemplo.

En la Tabla 57, se realiza la verificación del control de Fisuramiento, se determina el parámetro de Z , el cual no debe superar los 26000 kg/cm^2 .

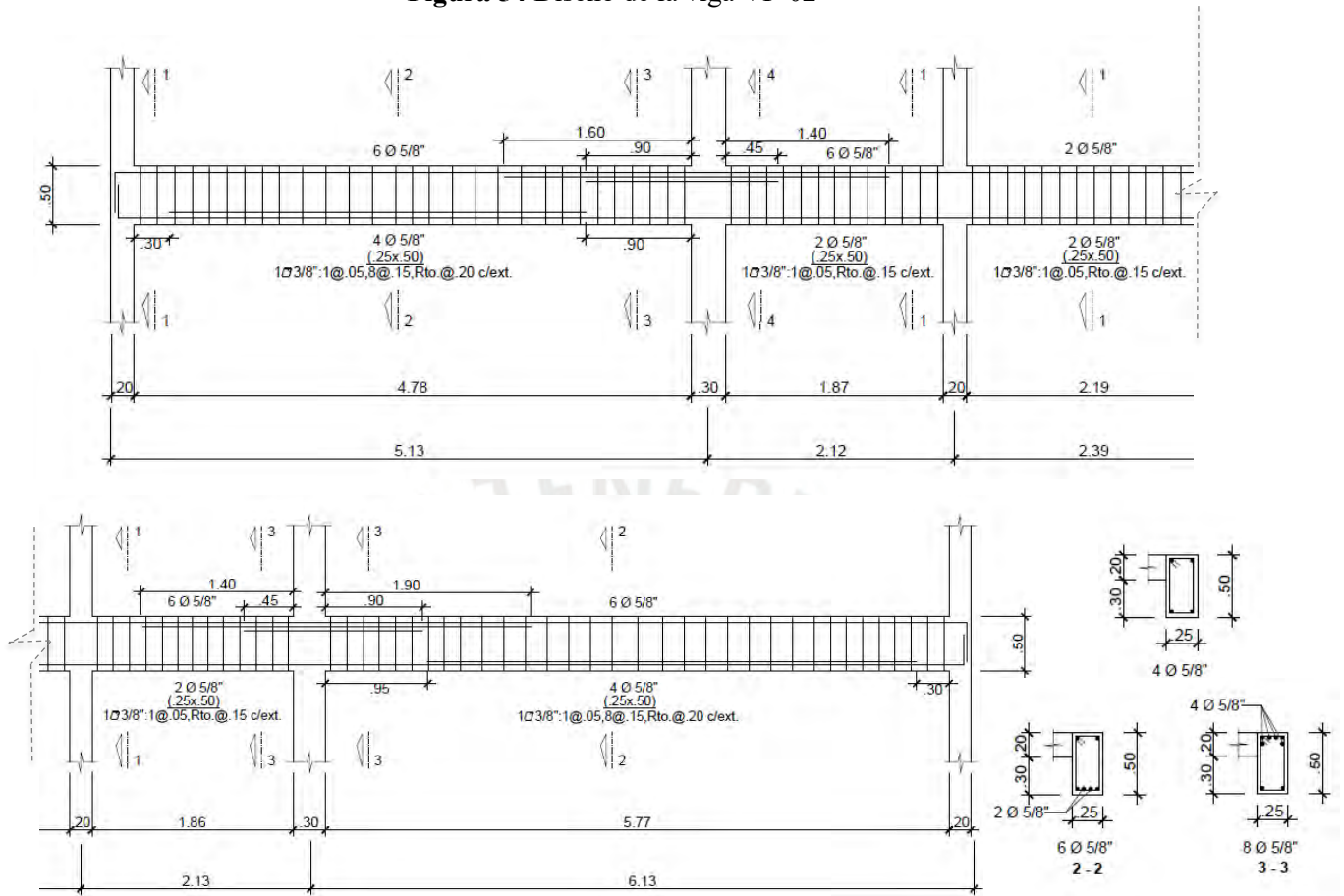
Tabla 57 Control de Fisuramiento VP-02.

	M_s ton-m	A_s m^2	F_s kg/cm^2	Act cm^2	Z kg/cm^2	Z KN/mm^2	$Z \text{ máx}$ KN/mm^2	Cumple
Msmáx	10.72	10.84	2496.54	50.00	13264.86	1.300	26.00	Si
Msmín	-15.16	16.00	2392.33	41.67	11961.66	1.170	26.00	Si

El valor de Z en ambos casos se mantiene por debajo del límite permitido de 26 KN/mm^2 , Por lo tanto, la viga garantiza un desempeño estructural adecuado bajo las condiciones de carga especificadas.

Se presenta el diseño de la Viga VP-02 en la Figura 55:

Figura 54 Diseño de la viga VP-02



9. DISEÑO DE COLUMNAS

9.1 Análisis estructural

Las columnas se encargan de transferir las cargas axiales y cortantes de la edificación a la cimentación. De este modo, a medida que las columnas se van acercando a las cimentaciones, aumentan las cargas; es decir, las columnas de los pisos inferiores poseen una mayor magnitud de esfuerzo (Ottazzi Pasino, 2016).

Por lo tanto, con base en los artículos 9.2.1 y 9.2.3 de la Norma E.060 (2009), las combinaciones de diseño para una columna serán las siguientes:

$$CU = 1.4 CM + 1.7 CV$$

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

$$CU = 0.9 CM \pm CS$$

9.2 Control de esbeltez

Una falla frecuente en las columnas se debe al fenómeno del pandeo, causado por la insuficiencia de refuerzo transversal a lo largo de su longitud, especialmente en las zonas de conexión con otros elementos estructurales (Ottazzi Pasino, 2016). La normativa E.060 (2009) establece en su artículo 10.11.5 que, bajo ningún caso, la esbeltez será mayor a 100 para elementos estructurales sometidos a compresión. La esbeltez se puede calcular de la siguiente forma:

$$\text{Esbeltez} = \frac{klu}{r}$$

9.3 Diseño por flexocompresión

9.3.1 Diseño por flexocompresión

Antes de diseñar una columna, es fundamental determinar si trabajará predominantemente a flexión (como una viga) o a compresión (como una columna). Para esto, se utiliza una ecuación específica (Norma E.060, 2009):

$$Pu < 0.1 * f'c * Ag$$

Donde:

- Pu: Carga axial
- f'c: Resistencia del concreto (210 kg/cm²)
- Ag: Área bruta de la sección transversal

En caso Pu se inferior al 10% del producto de la resistencia y el área bruta de la sección transversal, entonces la columna tendrá el comportamiento de una viga, caso contrario las cargas axiales generarán esfuerzos importantes en las columnas y su diseño se basará en la flexión y compresión (Ottazzi Pasino, 2016).

La resistencia al corte que aporta el concreto se determina mediante la expresión (Norma E.060, 2009):

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

Donde:

- bw: Espesor del alma
- Nu: Carga a compresión actuante en el elemento.
- d: Peralte efectivo
- Ag: Área bruta

Asimismo, la resistencia suministrada por el acero (Vs) se determina de la siguiente manera (Norma E.060, 2009):

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

Donde:

- Av: Área por refuerzo de corte
- s: Espaciamiento del refuerzo de corte

Finalmente, se deberá cumplir las siguientes expresiones (Norma E.060, 2009):

$$\begin{aligned} \phi V_n &\geq V_u \\ V_n &= V_c + V_s \end{aligned}$$

Donde:

- Vn: Fuerza cortante nominal
- Vu: Fuerza cortante ultima.

Vu no debe exceder el cortante máximo, el cual se encuentra expresado en la siguiente ecuación (Norma E.060, 2009):

$$\phi V_{max} = \phi (V_c + 2.1 * \sqrt{f'c} * bw * d)$$

Según el artículo 21.4 de la Norma E.060 (2009), para realizar el diseño por capacidad se deberá cumplir que la fuerza de cortante de diseño (Vud) sea menor o igual al valor obtenido de las siguientes expresiones:

$$V_{ud} = \frac{M_{ninf} + M_{nsup}}{hn}$$

Donde:

- Mn: Momentos nominales

$$V_{ud} = 1.25 V_{cm_{2-2}} + 1.25 V_{cv_{2-2}} \pm 2.5 V_{sismo_{2-2}}$$

La longitud de la zona de confinamiento (L0) será el menor valor de las siguientes disposiciones (Norma E.060, 2009):

- 1/6 de la luz libre
- Mayor dimensión de la sección transversal
- 50 cm

De la misma manera, los estribos encerrados en estas zonas deberán tener las siguientes características (Norma E.060, 2009):

- Barras 5/8" => estribos de 8mm
- Barras 1" => estribos de 3/8"
- Barras mayores a 1" => estribos con diámetro 1/2"

Asimismo, el espaciamiento máximo (S_0) de los refuerzos transversales deberá cumplir el mínimo valor de las siguientes condiciones (Norma E.060, 2009):

- 8db de menor diámetro que se encuentre confinada
- 1/2 de la dimensión menor de la sección transversal
- 10cm

Finalmente, en la zona fuera de confinamiento se tendrán que cumplir con la mínima de las siguientes disposiciones en base a los artículos 7.10.5.2, 11.5.5.1 y 21.4.5.4., a fin de determinar la separación máxima de estribos (Norma E.060, 2009):

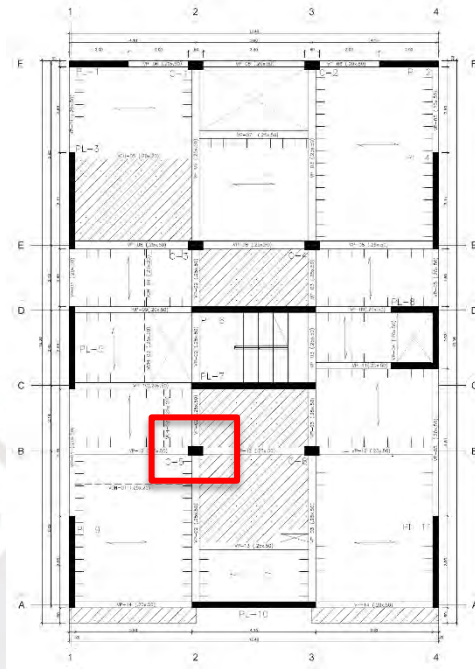
- El artículo (7.10.5.2) => 16 veces el diámetro de la barra longitudinal
- El artículo (7.10.5.2) => 48 veces el diámetro del estribo
- El artículo (7.10.5.2) => menor dimensión transversal del elemento
- El artículo (11.5.5.1) => $d/2$
- El artículo (21.4.5.4.) => 30 cm

La separación de los estribos no debe ser mayor al S requerido por la fuerza cortante y en los nudos a 15cm (Norma E.060, 2009).

9.5 Diseño de la columna C-5

Se tomará como ejemplo a la columna C-5 de sección 30x50 cm, la cual se encuentra entre los ejes B y 2, según se presenta en la figura correspondiente:

Figura 56 Ubicación de la columna C-05.



9.5.1 Control de esbeltez y metrado de cargas

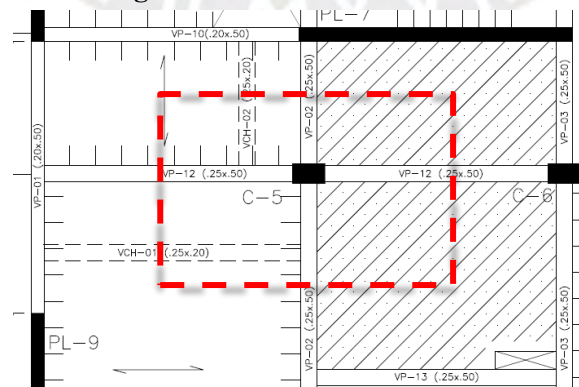
A partir de las expresiones dadas, se determinará la relación de esbeltez

$$\Rightarrow \text{Columna } 1^\circ \text{ piso: Esbeltez} = \frac{1 \cdot (2.8 + 1.5 - 0.5 - 0.6)}{0.3 \cdot 0.30} = 35.56 < 100, \text{ok}$$

$$\Rightarrow \text{Columna pisos tipicos: Esbeltez} = \frac{1 \cdot (2.8 - 0.5)}{0.3 \cdot 0.30} = 25.56 < 100, \text{ok}$$

Se concluye que las columnas no presentan esbeltez. Se consideran todos los elementos estructurales adyacentes a la columna, los cuales se encuentran dentro del área tributaria correspondiente, mostrados en la siguiente Figura 58:

Figura 57 Área tributaria de C-5



Se calcula las cargas muertas y viva aplicadas a la columna en el nivel típico:

Carga Muerta (CM):

- $P_{propio} = 2.4 * 0.5 * 0.3 * 2.80 = 1.01 \text{ ton}$
 - $P_{vigas} = 2.4 * 0.5 * (2.63) = 3.15 \text{ ton}$
 - $P_{losa\ alig} = 0.3 * 6.84 = 2.05 \text{ ton}$
 - $P_{losa\ macisa} = 2.4 * 0.2 * 6.17 = 2.96 \text{ ton}$
 - $P_{tab} = 1.8 * (0.15 * 2.5 + 0.15 * 3.8) = 1.70 \text{ ton}$
- $CM = 10.70 \text{ ton}$

Carga Viva (CV):

- $P_c^s = 0.2 * (2.63 + 6.84 + 6.17) = 3.13 \text{ ton}$

Para el caso del techo del último piso, se realizará el siguiente metrado de cargas:

- $P_{cm} = 1.01 + 3.15 + 3.90 = 8.06 \text{ ton}$
- $P_{cv} = 0.1 * 7.83 * 6.94/4 = 1.36 \text{ ton}$

En la Tabla 58 se visualiza los resultados de la carga aplicada en la columna:

Tabla 58 Cargas aplicadas en la columna C-5.

Piso	Pcm (ton)	Pcv (ton)	Pcm acum (ton)	Pcv acum (ton)	Pu acum (ton)
1	10.87	3.13	62.43	16.99	116.29
2	10.87	3.13	51.55	13.87	95.75
3	10.87	3.13	40.68	10.74	75.21
4	10.87	3.13	29.81	7.61	54.67
5	10.87	3.13	18.93	4.49	34.14
6	8.06	1.36	8.06	1.36	13.60

9.5.2 Diseño por flexocompresión

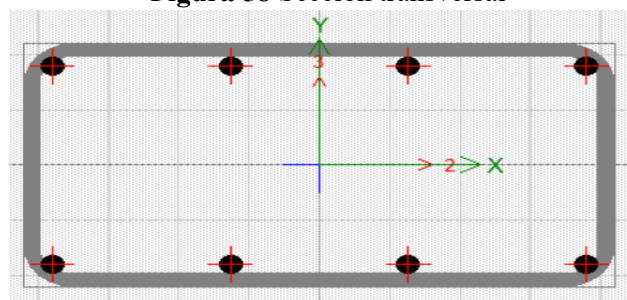
El diseño de la columna comienza con el cálculo del acero mínimo requerido, equivalente al 1% de la sección bruta. Este valor no debe superar el 6% de la sección, y si el acero longitudinal excede el 4%, se considera indispensable detallar la unión entre la viga y la columna (Norma E.060, 2009)

$$A_{smin} = 0.01 * 30 * 50 = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx} = 0.06 * 30 * 50 = 90 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 8 barras longitudinal de diámetro de 5/8” que equivalen a una cuantía de 16cm². Como se muestra en la Figura 59, se definen dos ejes locales, el eje 2-2 en dirección más larga de la columna y 3-3 en dirección más corta del elemento.

Figura 58 Sección transversal



- a. Análisis 2-2: Se considerarán los siguientes datos, visualizados en la Tabla 59:

Tabla 59 Cargas aplicadas en la columna C-5.

Datos generales	
$f'c$ (kg/cm ²)	210
Fy (kg/cm ²)	4200
Ec (kg/cm ²)	218819.79
Es (kg/cm ²)	2×10^6
b (cm)	50
h (cm)	30
ϵ_{cu}	0.003
ϵ_y	0.0021
β_1	0.850

Se presenta un esquema del refuerzo en la Tabla 60

Tabla 60 Esquema del refuerzo en el sentido 2-2.

Refuerzo (cm ²)	Ubicación (cm)	Asixdi
As_1	8.00	d_1 6.80 54.40
As_2	8.00	d_2 23.21 185.68

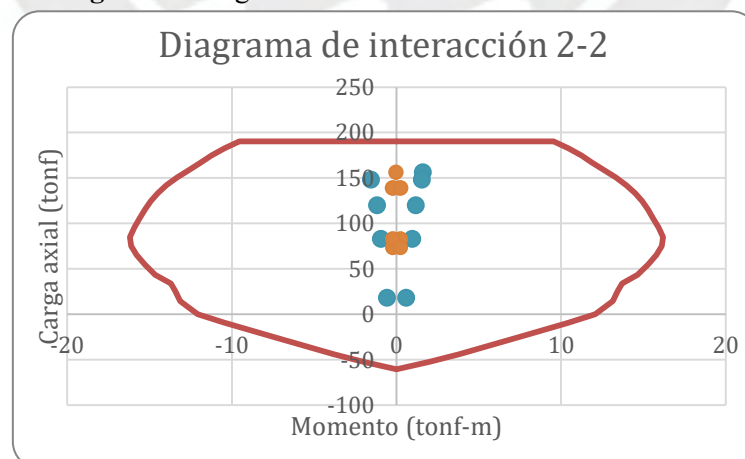
Seguidamente, se presenta el centroide plástico y la condición de carga concéntrica, mostrados en la Tabla 61:

Tabla 61 Centroide Plástico y carga concéntrica en el sentido 2-2.

Carga concéntrica nominal	
A_g	1500.00 cm ²
A_{st}	16.00 cm ²
Y_o	15.00 cm ²
P_n	332.09 ton
ϕP_n	215.86 ton
$0.80\phi P_n$	172.69 ton

Se presenta el diagrama de interacción en la Figura 60.

Figura 59 Diagrama de interacción la dirección 2-2



En la Figura 60, los vértices (M_u , P_u) se encuentran en el interior del diagrama, por tanto, garantiza el diseño de las columnas por flexocompresión en la dirección 2-2.

- b. Análisis 3-3: Se considerarán los mismos datos generales en el análisis 2-2, con la diferencia que la base será de 30cm y la altura de 50cm.

Se presenta a continuación un esquema general del refuerzo en la Tabla 62:

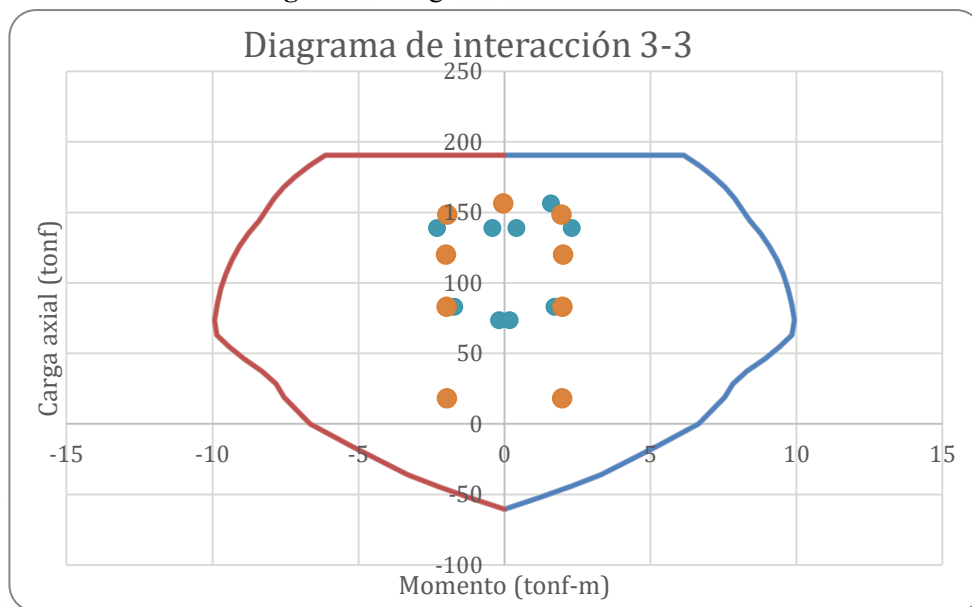
Tabla 62 Esquema del refuerzo en el sentido 3-3.

Refuerzo (cm ²)	Ubicación (cm)	Asixdi
As ₁	4.00	d ₁ 6.80 27.20
As ₂	4.00	d ₂ 18.93 75.72
As ₃	4.00	d ₃ 31.06 124.24
As ₄	4.00	d ₄ 43.19 172.76

Se establece que la carga concéntrica máxima será equivalente a la del análisis 2-2, con un valor de Pn igual a 332.09 ton. El centroide plástico tendrá un valor de 25 cm².

Se presenta el diagrama de interacción en la Figura 3-3:

Figura 60 Diagrama en la dirección 3-3



Se puede apreciar en la Figura 61, que los vértices (Mu, Pu) se encuentran en el interior del diagrama. Por lo tanto, garantiza que, por flexocompresión, las columnas presentan un adecuado diseño.

9.5.3 Diseño por corte y capacidad

Se procederá al cálculo del refuerzo transversal mínimo, conforme a lo estipulado por la norma. Para ello, se determinará el valor de la longitud de confinamiento, el cual se definirá como el valor máximo de las siguientes expresiones (Norma E.060, 2009):

- $\frac{Hn}{6} = \frac{2.8-0.5}{6} = 38 \text{ cm}$
- $Max(a, b) = 50 \text{ cm}$
- 50 cm

Por lo tanto, se utiliza el valor de 50 cm para la longitud de confinamiento (L₀). Ahora, se calculará la distribución máxima de estribos en la zona confinada, la cual resulta el inferior valor de los siguientes valores (Norma E.060, 2009):

- $8 \times db_{min} = 8 \times \frac{15.9}{10} = 12.72 \text{ cm}$
- $Min(a, b) = 30 \text{ cm}$
- 10 cm

De esta forma, se emplea el valor de 10cm para el espaciamiento de los estribos. Para el cálculo de la distribución de los estribos, fuera de la zona confinada, se utilizará el valor inferior de los valores mostrados a continuación (Norma E.060, 2009):

- $16 \times db_{min} = 16 \times \frac{15.9}{10} = 25.44 \text{ cm}$
- $48 \times db_{estribo} = 48 \times \frac{9.5}{10} = 45.6 \text{ cm}$
- $Min(a, b) = 30 \text{ cm}$
- $\frac{d}{2} = \frac{44}{2} = 22 \text{ cm}$
- 30 cm

Por lo tanto, para la zona no confinada, se espaciarán los estribos a una distancia de 20 cm. De esta forma, se obtiene una distribución de estribos de la siguiente forma:

Estribos de 3/8", 1@0.05, 5@0.10, resto@0.20

Finalmente, se calcula el diseño por capacidad haciendo uso de la combinación de cargas más crítico en la dirección 2-2 y 3-3.

a. Para la dirección 2-2 se tiene las siguientes expresiones:

- $Vud = \frac{Mninf + Mnsup}{hn} = \frac{11 + 11}{2.3} = 9.57 \text{ ton}$
- $Vud = 1.25 Vcm_{2-2} + 1.25 Vcv_{2-2} \pm 2.5 Vsismo_{2-2}$
 $Vud = 1.25 * -0.65 + 1.25 * -0.15 + 2.5 * 1.32 = 2.68 \text{ ton}$
 $Vud = 1.25 * -0.65 + 1.25 * -0.15 - 2.5 * 1.32 = -4.30 \text{ ton}$

Se calculará la resistencia al corte, aportada por el concreto (Vc), y el acero (Vs). Para ello, se dará uso de las siguientes expresiones:

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times \left(1 + \frac{115.97 * 1000}{140 * 30 * 50}\right) * 30 * \frac{44}{1000} = 13.37 \text{ ton}$$

Dado que cumple con $Vu < \phi Vc$, se comprueba el diseño por capacidad en la dirección X-X. Entonces el espaciamiento de estribos será el mínimo indicado por la norma.

b. Para la dirección 3-3 se tiene las siguientes expresiones:

- $Vud = \frac{Mninf + Mnsup}{hn} = \frac{18 + 18}{2.3} = 15.62 \text{ Ton}$
- $Vud = 1.25 Vcm_{2-2} + 1.25 Vcv_{2-2} \pm 2.5 Vsismo_{2-2}$

$$Vud = 1.25 * 1.64 + 1.25 * 0.39 + 2.5 * 0.34 = 3.38 \text{ ton}$$

$$Vud = 1.25 * 1.64 + 1.25 * 0.39 - 2.5 * 0.34 = 1.68 \text{ ton}$$

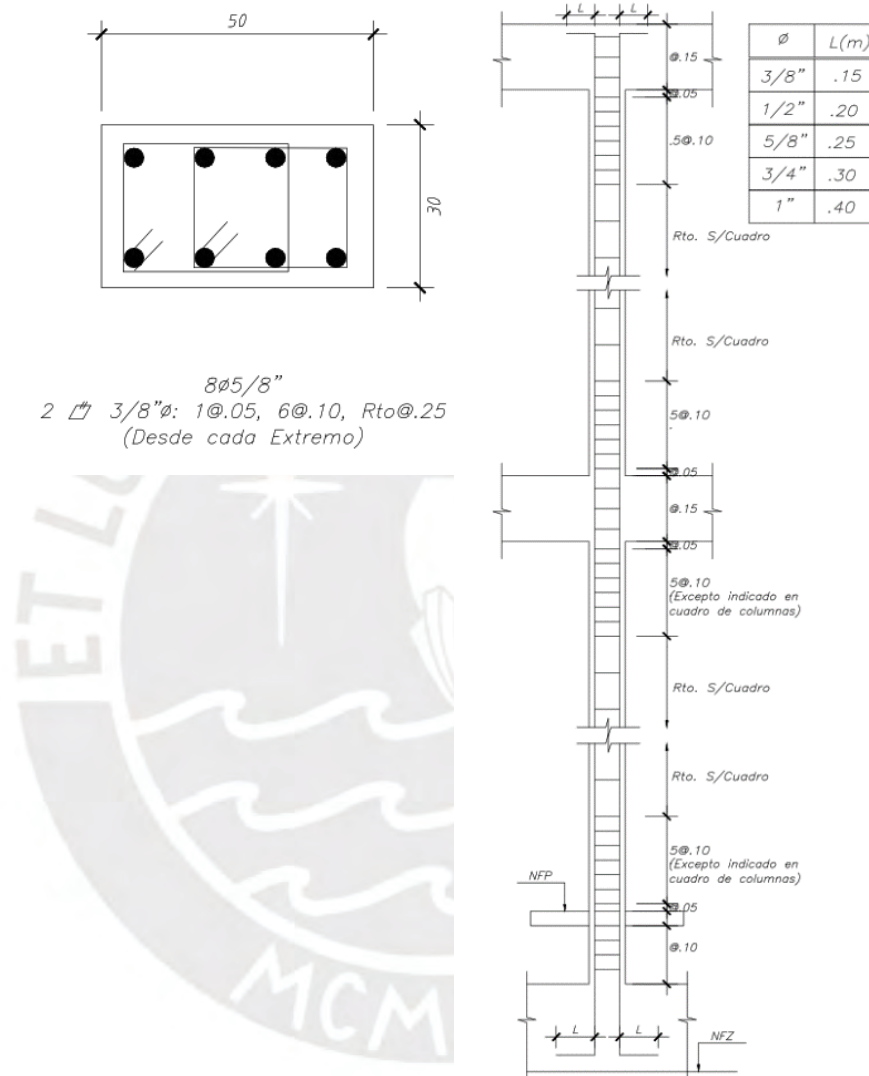
Se calculará la resistencia al corte que aporta el propio concreto (Vc), y el acero (Vs) de la siguiente forma:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times \left(1 + \frac{116.29}{140 * 30 * 50} \right) * 50 * \frac{24}{1000} = 12.20 \text{ ton}$$

Dado que $V_u < \phi V_c$ se comprueba el diseño por capacidad en la dirección Y-Y. La norma señala que el espaciamiento de los estribos será el mínimo (Norma E.060, 2009).

Por último, en la siguiente Figura 62, se visualiza el diseño de la columna C-5:

Figura 61 Diseño de la Columna C-5.



10. DISEÑO DE PLACAS

10.1 Análisis Estructural

Las placas poseen gran rigidez y su función principal consiste en controlar las fuerzas laterales que provienen de los movimientos sísmicos (Ottazzi Pasino, 2016). Usualmente fallan, debido a deficiencias en el confinamiento de los núcleos y a lo largo de toda la placa. Por este motivo, es crucial realizar un diseño adecuado que considere tanto la flexocompresión como la fuerza cortante (Ottazzi Pasino, 2016). De acuerdo con los artículos 9.2.1 y 9.2.3 de la Norma E.060 (2009), se establecen las siguientes combinaciones de cargas.

$$U = 1.4CM + 1.7CM$$

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

$$U = 0.9CM \pm CS$$

10.2 Diseño por flexocompresión

El proceso de diseño consiste en realizar la construcción de diagramas de interacción. Sin embargo, se debe tener en cuenta que estos elementos estructurales requieren de refuerzos longitudinales en sus extremos y alma del muro (Ottazzi Pasino, 2016). Es necesario para garantizar una adecuada resistencia frente a agrietamientos.

El método de diseño mediante diagramas de interacción permite evaluar la combinación de los valores de momentos flectores y cargas axiales, asegurando que las placas puedan resistir adecuadamente las fuerzas aplicadas sin comprometer su estabilidad (Ottazzi Pasino, 2016).

10.3 Elementos de borde

Cuando el eje neutro exceda el valor a continuación, los elementos de borde deben ser confinados (Norma E.060, 2009):

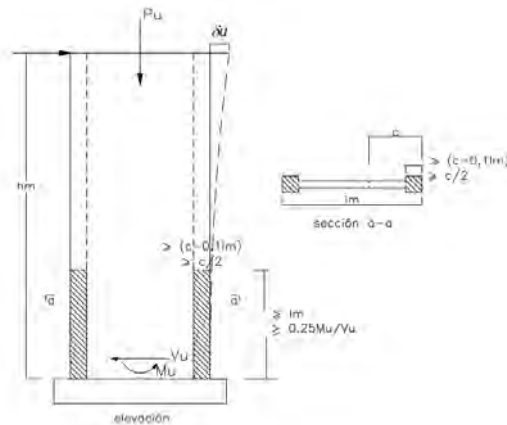
$$c \geq \frac{lm}{600 \times \frac{\delta u}{Hm}}$$

Donde:

- δu : desplazamiento inelástico
- Hm : nivel más alto.
- lm : longitud de la placa
- c : mayor profundidad del eje neutro
- La relación $\frac{\delta u}{Hm}$, que se encuentra en la expresión mostrada para esta condición, debe ser mayor a 0.005.

De necesitar elementos confinados de borde, la distancia debe ser superior al mayor valor entre “ lm ” y “ $Mu / 4Vu$ ”, como se muestra en la Figura 63 (Norma E.060, 2009):

Figura 62 Elementos de borde de Placa.



Nota. Adaptado de *Norma Técnica E.060: Concreto Armado* (2009).

Las placas que no cumplan con el artículo 21.9.7.4 se debe diseñar según el artículo 21.9.7.5 que consiste en la siguiente inecuación (Norma E.060, 2009):

$$\sigma_{cm} > 0.2 \times f'c$$

Finalmente, el artículo 21.9.7.6 de la norma establece que en donde se requieran elementos de confinamiento, se debe cumplir las siguientes condiciones (Norma E.060, 2009):

- La distancia mínima de los núcleos confinados será el mayor valor entre $c-0.11m$ y $c/2$
- La distribución de los estribos dentro del núcleo confinado debe cumplir con el menor valor de las siguientes expresiones:
 - 8 db
 - Menor dimensión de la sección transversal.
 - 25 cm.
- El refuerzo transversal debe extenderse dentro del apoyo a la longitud de desarrollo en tracción al mayor diámetro del elemento de borde. Si termina en losa de cimentación y/o zapata, este refuerzo debe extenderse al menos 30 cm dentro de estos elementos estructurales.
- El refuerzo horizontal debe estar anclado dentro de los núcleos de confinamiento.

10.4 Diseño por cortante

Las placas presentan refuerzo transversal conformados por estribos de acero. Este refuerzo le confiere a la placa un aumento de resistencia y una mayor facilidad de montaje del refuerzo longitudinal. Garantiza un confinamiento y evita el pandeo en estos elementos estructurales (Ottazzi Pasino, 2016). Según el artículo 11.10.3 de la Norma E.060 (2009), se deberá realizar el diseño por cortante de tal forma que se cumplan las siguientes expresiones:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

La resistencia al corte del concreto se calcula mediante la siguiente ecuación (Norma E.060, 2009):

$$V_c = \alpha_c \times \sqrt{f'_c} \times t \times d$$

Además, en el artículo 11.10.5 especifica los parámetros de los valores del coeficiente α_c mostrados en la Tabla 63 (Norma E.060, 2009):

Tabla 63 Coeficiente α_c .

hw/lm	Coeficiente α_c
hw/lm \leq 1.5	0.80
hw/lm \geq 2.0	0.53
1.5 < hw/lm < 2.0	Variación entre 0.80 y 0.53

Nota. Adaptado de *Norma Técnica E.060: Concreto Armado* (2009).

De acuerdo con la Norma E.060 (2009), se realiza un ajuste por un factor $(1 - 0,29 \text{ Nu/Ag}) > 0$, en MPa. Si la carga cortante $V_u < \phi \frac{V_c}{2}$, se debe respetar los siguientes valores mínimos (Norma E.060, 2009):

- $\rho_{\text{mín}h} > 0.002$
- $\rho_{\text{mín}v} > 0.0015$
- $S < t$ y 400 mm, eligiendo el menor de estos valores.

Por otro lado, si la carga cortante $V_u > \phi \frac{V_c}{2}$, se debe incluir refuerzo distribuido conforme al artículo 11.10.10 donde expresa lo siguiente (Norma E.060, 2009):

El cálculo de la distribución de los estribos en el alma de la placa se realizará mediante la siguiente expresión (Norma E.060, 2009):

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

Donde:

- A_v : Área del refuerzo por corte.

Para garantizar la cuantía del refuerzo del acero en los dos ejes de la placa, se deberá realizar una verificación mediante el uso de las siguientes expresiones (Norma E.060, 2009):

- $\rho_{\text{mín}h} > 0.0025$
- $\rho_{\text{mín}v}$ delimitada por la siguiente expresión:

$$p_v = 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) \times (p_h - 0.0025)$$

La resistencia nominal no deberá ser mayor a $2.6\sqrt{f'_c} A_{cw}$. Además, la fuerza cortante de diseño no debe ser menor al cortante amplificado multiplicado por la relación entre el momento nominal y el momento amplificado (Norma E.060, 2009). Esto asegura que el diseño considere la capacidad real del muro para resistir fuerzas sísmicas.

$$V_u = V_{ua} \times \frac{M_n}{M_{ua}}, V_u \leq R_o$$

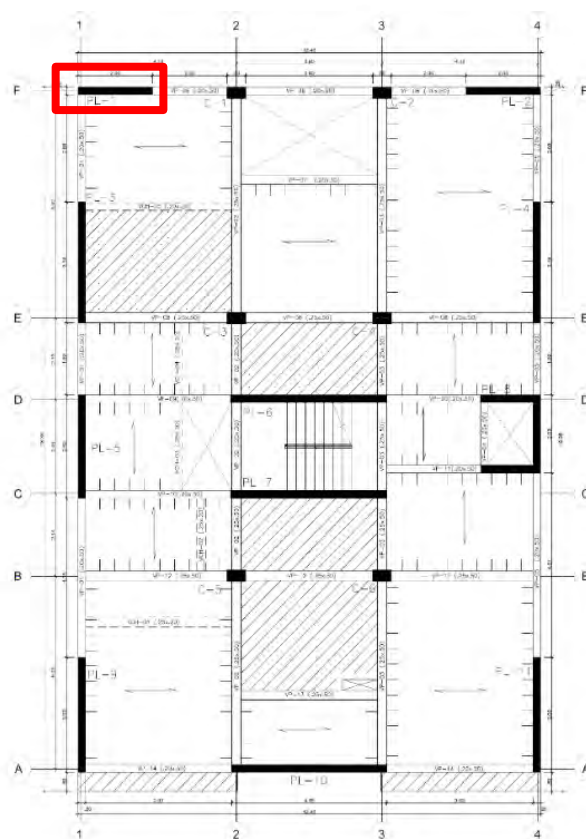
Donde:

- Vua : Cortante amplificada.
- Mua : Momento amplificado.
- Mn : Momento nominal. Asociado al Pu.
- Ro : Coeficiente de reducción.
- Se podrá limitar al mayor valor entre lm , $Mu / 4Vu$ o altura de los dos primeros pisos.

10.5 Diseño de la Placa PL-1

Se mostrará el análisis de la PL-1, cuya ubicación se da en los ejes 1-F, mostrado en la Figura 64:

Figura 63 Ubicación de la placa PL-1.



A continuación, se presentan las solicitaciones de carga del primer nivel para la placa PL-1, mostrado en la Tabla 64.

Tabla 64 Solicitaciones de carga del primer nivel de la PL-1.

P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
-29.81	0.11	0.00	0.02	-1.45
-3.18	0.05	0.00	0.01	-0.46
30.91	16.49	0.02	0.08	76.14
9.67	4.00	0.15	0.77	18.45

Asimismo, las combinaciones de cargas serán las mostradas en la Tabla 65 y 66:

Tabla 65 Combinaciones de carga para para el primer nivel PL-1, sismo en X.

	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)	Vx (ton)
1.4CM+1.7CV	76.31	0.04	-2.82	0.23
1.25CM+1.25CV+SX	97.34	0.12	73.75	16.68
1.25CM+1.25CV-SX	35.52	-0.05	-78.53	-16.29
0.9CM+SX	51.78	0.11	74.83	16.59
0.9CM-SX	5.72	-0.06	-77.44	-16.39

Tabla 66 Combinaciones de carga para el primer nivel PL-1, sismo en Y.

	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)	Vy (ton)
1.4CM+1.7CV	76.31	0.04	-2.82	0.00
1.25CM+1.25CV+SY	76.10	0.81	16.06	0.16
1.25CM+1.25CV-SY	76.10	-0.73	-20.84	-0.15
0.9CM+SY	51.78	0.79	17.15	0.16
0.9CM-SY	32.44	-0.75	-19.76	-0.15

10.5.1 Diseño por flexocompresión

Según lo descrito en el acápite 10.4, se calcula el “Vu” y “Vc”

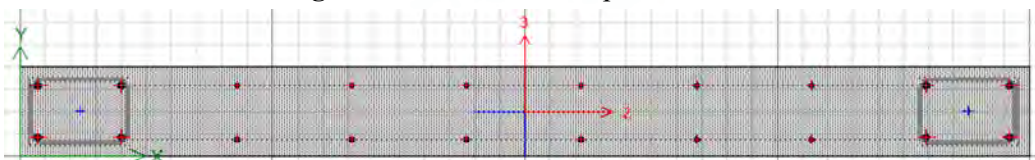
- $Vu = 16.68 \text{ ton}$
- $\phi Vc = 20.89 \text{ ton}$

Dado que $Vu > \frac{\phi Vc}{2}$, la $\rho_{\text{mínv}}$ y $\rho_{\text{mính}}$ será 0.0025 (Norma E.060, 2009).

Para los refuerzos se colocarán barras de 3/8”@.25cm. A continuación, se definen dos ejes locales: el eje 2-2, correspondiente a la dirección longitudinal de la placa, y el eje 3-3, asociado a la dirección transversal.

El proceso de diseño se lleva a cabo mediante un procedimiento iterativo, con el objetivo de asegurar que los diagramas de interacción en ambas direcciones (2-2 y 3-3) incluyan las combinaciones de carga establecidas en las Tablas 65 y 66. El diseño requiere un refuerzo con barras de acero de 3/8”, espaciadas cada 25cm y la disposición de dos núcleos de confinamiento en los extremos, conformados por 4 barras de 5/8”, mostrado en la Figura 65:

Figura 64 Modelado de la placa PL-1.



En los diagramas se incorporaron todas las combinaciones de carga evaluadas, con el propósito de verificar el diseño por flexocompresión establecidos por la Norma E.060, tal como se detalla en las Figuras 66 y 67:

Figura 65 Verificación de la PL-1 en la dirección 2-2.

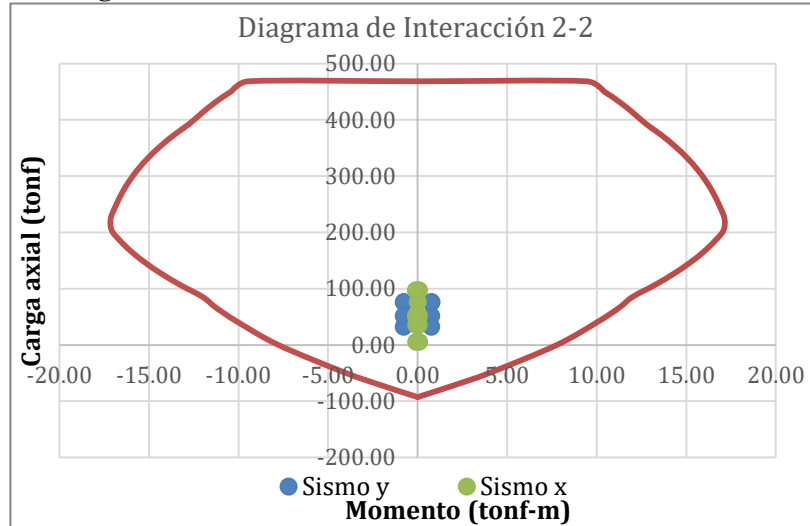
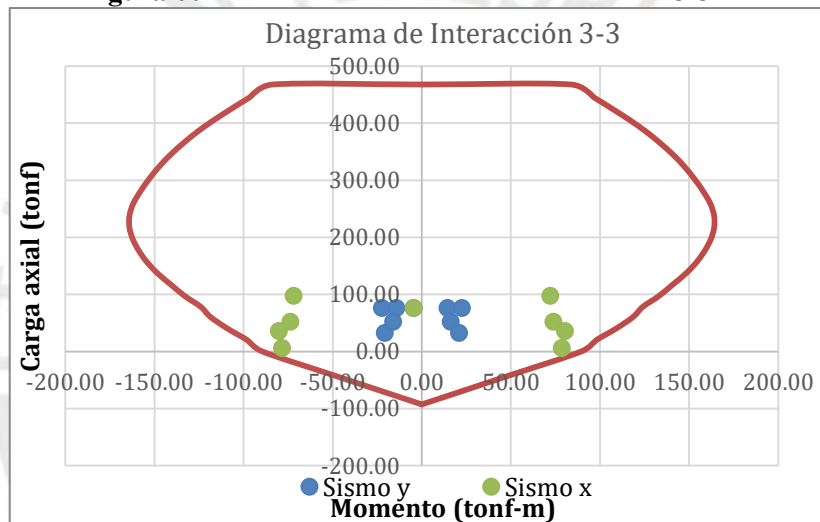


Figura 66 Verificación de la PL-1 en la dirección 3-3.



Los vértices obtenidos a partir de las combinaciones de carga fueron verificados dentro de los diagramas de interacción (Figuras 66 y 67). Se confirma que el diseño por flexocompresión cumple con los criterios de seguridad y desempeño requeridos, resultando adecuado y funcional frente a las solicitaciones consideradas.

10.5.2 Verificación de los elementos de Borde

El muro considerado es continuo y no presenta interrupciones significativas en su geometría ni en su comportamiento estructural. Al tratarse de un muro continuo, el diseño requiere determinar el refuerzo necesario en la sección crítica.

Se calculó que la mayor profundidad del eje neutro es 45cm. Se considera una relación de 0.005, dado que $\delta u/hm = 0.03/16.80 = 0.002$.

$$c \geq \frac{200}{600 * 0.005} = 66.67 \text{ cm}$$

Según la Norma E.060 (2009), no es obligatorio disponer bordes de confinamiento; sin embargo, por buenas prácticas en el presente diseño se ha optado por incluir núcleos de confinamiento en los extremos de las placas de 20cm. Esta decisión responde a criterios de mejora del comportamiento estructural bajo sollicitaciones sísmicas y de flexocompresión.

En el artículo 21.9.7.6 de la norma, en la zona correspondiente a los núcleos de confinamiento, el espaciamiento de los estribos no debe exceder el menor valor entre los siguientes criterios (Norma E.060, 2009):

- $10db = 28.5\text{cm}$
- Menor dimensión de la sección transversal = 23cm
- 25cm

Por lo tanto, se escoge estribos de 3/8" cada 20cm.

A continuación, se presenta las distancias mínimas de los elementos de borde (Norma E.060, 2009):

- a. Distancia horizontal mínima:
 - $c - 0.10 \text{ lm} \geq 45 - 0.1 * 200 = 25\text{cm}$
 - $c/2 \geq 45/2 = 23 \text{ cm}$
- b. Distancia vertical mínima:
 - $lm \geq 200\text{cm}$
 - $\frac{0.25 Mu}{Vu} \geq 0.25 * \frac{80.20}{17.12} = 120 \text{ cm}$

Para el diseño por flexión, se optó una distancia horizontal de borde de 25 cm, el cual se encuentra dentro de los límites permitidos.

10.5.3 Diseño por corte

Análisis dirección 3-3

En este sentido, para el caso 1.25_{CM}+1.25_{CV}-S_X el cortante obtenido es igual a 17.12ton.

A continuación, se determina el factor α_c de la placa:

$$\frac{hm}{lm} = \frac{1680}{200} = 8.4 > 2. \text{ Según la Tabla 50 el valor de } \alpha_c \text{ será } 0.53.$$

Se determina el aporte del concreto:

$$\phi Vc = 20.90 \text{ ton}$$

Dado que $\phi Vc > Vu$, no se requiere refuerzo adicional.

Sin embargo, como Vu es mayor a $0.27\sqrt{f'c}Acw = 12.52 \text{ ton}$, el refuerzo mínimo distribuido está conforme al artículo 11.10.10 donde tiene lo siguiente:

- a. Refuerzo Horizontal:

Tabla 67 Acero horizontal.

Requerido	ρ_h min	0.0025
	Ash	5 cm ²
	Se calculará por metro lineal	
Utilizado	S	28.4 cm
	ρ_h	0.0028

Para un metro lineal, se requerirá 5 cm². Se empleará 2 mallas de 3/8" @ 0.25 m. La cuantía será de 0.0028.

b. Refuerzo Vertical:

Tabla 68 Acero vertical.

Requerido	ρ_h min	0.0025
	Ash	5 cm ²
	Se calculará por metro lineal	
Utilizado	S	28.4 cm
	ρ_h	0.0028

Se empleará 2 mallas de 3/8" @0.25 m. La cuantía será de 0.0028.

A continuación, se realiza la verificación de resistencia al cortante nominal mediante las siguientes expresiones:

$$V_n \max = 2.6 * \sqrt{210} * 20 * 0.8 * \frac{200}{1000} = 120.60 \text{ ton}$$

Dado que $V_n < V_n \max$, el diseño cumple con los criterios de resistencia al cortante.

Se determinará el cortante de Diseño por Capacidad, la norma en el capítulo 21.9.5 menciona los momentos últimos de la máxima carga combinada (Norma E.060, 2009):

- $V_{ua} = 16.68 \text{ ton}$
- $M_{ua} = 78.53 \text{ ton.m}$
- $M_n = 125.00 \text{ ton.m}$

Se determina la cortante de diseño por capacidad:

$$V_u \text{ capacidad} = 16.68 * \left(\frac{78.53}{125} \right) = 10.68 \text{ ton}$$

Esta amplificación de la cortante de diseño se aplicará hasta el mayor valor entre:

- $L_m = 2 \text{ m}$
- $M_u/4V_u = 78.53 / (4*16.68) = 1.17 \text{ m}$
- 2 primeros pisos = 5.6 m

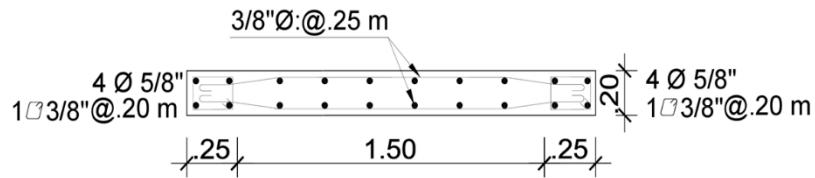
Se adoptó una altura de amplificación de 5.6m. La relación $M_n / M_{ua} = 1.56$ es menor que $0.5 * R_0 = 3$, lo que confirma que el diseño por capacidad es adecuado.

Finalmente, la distribución final del refuerzo será el siguiente:

- Para el refuerzo horizontal, 2 mallas 3/8" @ 0.25 m.
- Para el refuerzo vertical, 2 núcleos de 6 Ø 3/4 + 2 mallas de 3/8" @ 0.25 m.
- Para el confinamiento de los núcleos se empleará en estribos de Ø 3/8" @ .20 m

A continuación, se presenta el diseño final de la PL-1, mostrado en la Figura 68:

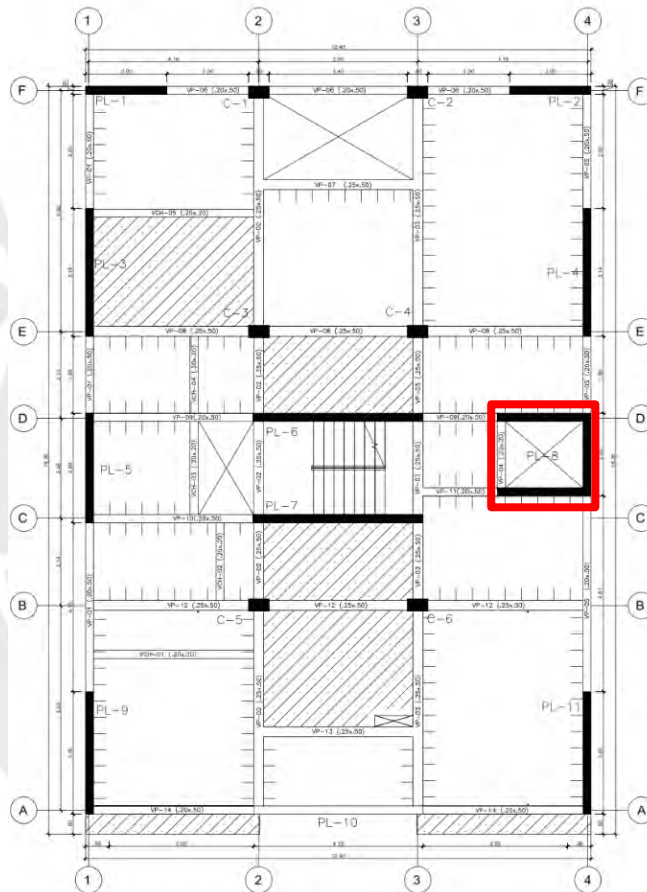
Figura 67 Diseño final de la PL-1.



10.6 Diseño de la Placa PL-8

Se ejecutará el diseño de la placa PL-8, la cual se ubica entre los ejes C-D y 3-4, mostrado en la Figura 69:

Figura 68 Ubicación de la placa PL-8.



Se muestran las solicitaciones de carga del primer nivel para el elemento PL-8 en la siguiente Tabla 69:

Tabla 69 Solicitaciones de carga del primer nivel de la PL-8.

P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
-90.96	1.23	-0.49	3.98	6.62
-13.06	0.27	-0.33	0.92	1.95
64.80	25.21	5.72	32.19	129.73
55.82	1.30	27.65	222.19	3.41

Asimismo, las combinaciones de cargas se muestran en las Tablas 70 y 71:

Tabla 70 Combinaciones de carga para el primer nivel PL-8, sismo en X.

	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)	Vx (ton)	Vy (ton)
1.4CM+1.7CV	76.31	7.13	12.57	2.18	-1.24
1.25CM+1.25CV+SX	131.23	38.31	140.43	27.09	4.70
1.25CM+1.25CV-SX	1.63	-26.07	-119.02	-23.34	-6.73
0.9CM+SX	106.91	35.77	135.68	26.32	5.28
0.9CM-SX	70.52	-28.61	-123.77	-24.11	-6.15

Tabla 71 Combinaciones de carga para el primer nivel PL-8, sismo en Y.

	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)	Vx (ton)	Vy (ton)
1.4CM+1.7CV	76.31	7.13	12.57	2.18	-1.24
1.25CM+1.25CV+SY	122.25	228.31	14.11	3.17	26.63
1.25CM+1.25CV-SY	122.25	-216.08	7.29	0.58	-28.66
0.9CM+SY	97.93	225.78	9.36	2.40	27.21
0.9CM-SY	-13.71	-218.61	2.55	-0.19	-28.08

10.6.1 Diseño por flexocompresión

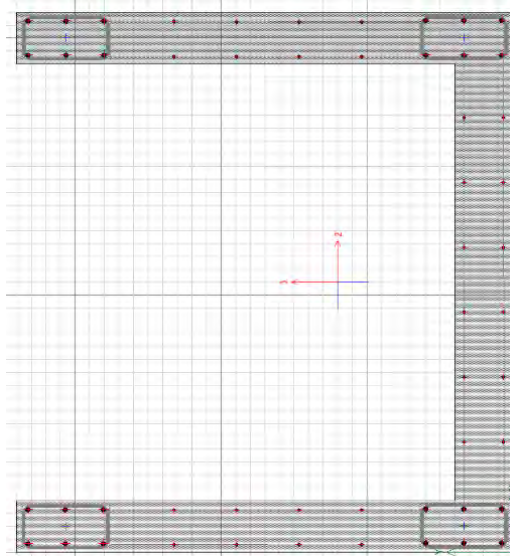
Según lo descrito en el acápite 10.4, se calcula “Vc” y “Vu”.

- $Vu = 28.66 \text{ ton}$
- $\phi Vc = 34.56 \text{ ton}$

Dado que $Vu > \frac{\phi Vc}{2}$, $\rho_{\text{mín}}$ será 0.0025. Por lo tanto, se colocarán barras de 3/8” @25cm como refuerzo en ambas direcciones.

A continuación, se definen dos ejes locales: el eje 2-2, correspondiente a la dirección vertical de la placa, y el eje 3-3, asociado a la dirección longitudinal y simétrica de la placa. Se realiza un proceso de iteración hasta que los diagramas de interacción en las direcciones 2-2 y 3-3 incluyan las combinaciones de cargas descritas en las Tablas 67 y 68. Para el primer ejemplo, se necesitará un armado de acero de 3/8” @25cm y 4 núcleos confinados en los extremos de 6 barras 5/8”, mostrado en la Figura 70:

Figura 69 Modelado de la placa PL-8.



Se determinaron los puntos requeridos para el cálculo del Diagrama de Interacción, mostrados en la Figura 71 y 72

Figura 70 Verificación de la PL-8 en la dirección 2-2.

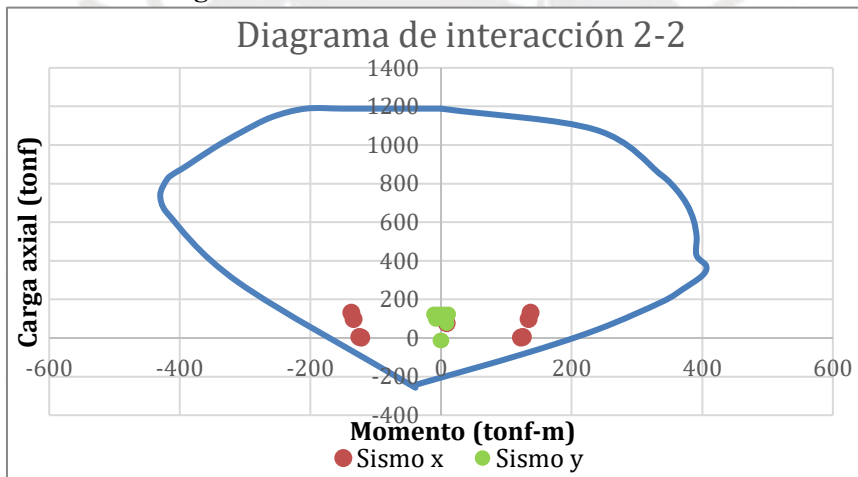
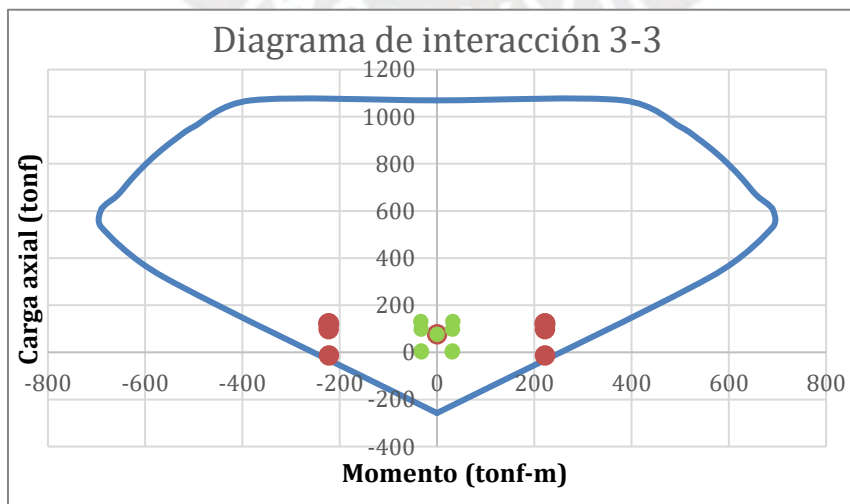


Figura 71 Verificación de la PL-8 en la dirección 3-3.



Los puntos obtenidos a partir de las combinaciones de carga fueron verificados en el interior de los respectivos diagramas de interacción (Figuras 71 y 72). Por ello, se confirma que el diseño por flexocompresión cumple con los criterios de seguridad y desempeño requeridos.

10.6.2 Verificación de los elementos de Borde

Se calculó que la mayor profundidad del eje neutro es 45cm. Se considera una relación de 0.005, dado que $\delta u/hm = 0.03/16.80 = 0.002$.

$$c \geq \frac{160}{600 \cdot 0.005} = 53.30 \text{ cm}; c \geq \frac{212}{600 \cdot 0.005} = 70.67 \text{ cm}$$

Según la Norma E.060 (2009), no es obligatorio disponer bordes de confinamiento, por buenas prácticas en el presente diseño se ha optado por incluir núcleos confinados en los extremos de las placas de 20cm. Además, en la zona correspondiente a los núcleos de confinamiento, la distribución de los estribos no debe exceder al menor valor entre los siguientes criterios (Norma E.060, 2009)

- $10db = 28.5\text{cm}$
- Menor dimensión de la sección transversal = 23cm
- 25cm

Se escoge estribos de 3/8" cada 20cm.

A continuación, se presenta las distancias mínimas de los elementos de borde:

a. Distancia horizontal mínima:

- $c - 0.10 \text{ lm} \geq 70 - 0.1 * 160 = 25\text{cm}$
- $c/2 \geq 45/2 = 23 \text{ cm}$

b. Distancia vertical mínima:

- $lm \geq 200\text{cm}$
- $\frac{0.25 Mu}{Vu} \geq 0.25 * \frac{80.20}{17.12} = 120 \text{ cm}$

Para el diseño por flexión, se optó una distancia horizontal de borde de 25 cm, el cual se encuentra dentro de los límites permitidos.

10.6.3 Diseño por corte

Análisis dirección 2-2

El cortante obtenido de la combinación $1.25C_M + 1.25C_V + S_y$ es igual a 28.92 ton. En adición a ello, se determina el factor α_c de la placa:

$$\frac{hm}{lm} = \frac{1600}{200} = 8 > 2. \text{ Según la Tabla 50 el valor de } \alpha_c \text{ será } 0.53.$$

Se muestra el valor del aporte del concreto: $\emptyset Vc = 33.43 \text{ ton}$

Además, el cortante último es igual a 28.66 ton. Dado que $\phi V_c > V_u$, no se requiere refuerzo adicional. Sin embargo, como V_u es mayor a $0.27\sqrt{f'_c}Ac_w = 10.02$, se debe incluir refuerzo distribuido conforme al artículo 11.10.10 donde tiene lo siguiente:

a. Refuerzo Horizontal:

Tabla 72 Acero horizontal.

Requerido	ρ_h min	0.0025
	Ash	5 cm ²
	Se calculará por metro lineal	
Utilizado	S	28.4 cm
	ρ_h	0.0028

La cuantía mínima requerida es $\rho_h=0.0025$, equivalente a 5 cm² por metro lineal. La separación obtenida es de 28.4cm, obteniendo una cuantía de $\rho_h=0.0028$, el cual cumple con dos mallas de barras de 3/8" @ 0.25 m.

b. Refuerzo Vertical:

Tabla 73 Acero vertical.

Requerido	ρ_h min	0.0025
	Ash	5 cm ²
	Se calculará por metro lineal	
Utilizado	S	28.4 cm
	ρ_h	0.0028

La cuantía mínima requerida es $\rho_v=0.0025$, equivalente a 5 cm² por metro lineal. La separación obtenida es de 28.4cm, obteniendo una cuantía de $\rho_v=0.0028$, el cual cumple con dos mallas de barras de 3/8" @ 0.25 m.

La distribución del refuerzo vertical será 6 Ø5/8" en cada núcleo de confinamiento.

Se realiza la verificación de resistencia al cortante nominal mediante las siguientes expresiones:

$$V_n \max = 2.6 * \sqrt{210} * 20 * 2 * 0.8 * \frac{160}{1000} = 192.91 \text{ ton}$$

Dado que $V_n < V_n \max$, el diseño cumple con los criterios de resistencia al cortante.

Se determinará el Cortante de diseño por capacidad, el acápite 21.9.5 menciona que necesitará los momentos últimos de la máxima carga combinada (Norma E.060,2009):

- $V_{ua} = 28.66\text{ton}$
- $M_{ua} = 350\text{ton.m}$
- $M_n = 137\text{ton.m}$

Se calcula la cortante de diseño por capacidad: $V_u \text{ capacidad} = 11.32 \text{ ton}$.

Esta amplificación de la cortante de diseño se aplicará hasta el mayor valor entre:

- $L_m = 2 \text{ m}$
- $M_u/4V_u = 300/(4*28.92) = 1.18 \text{ m}$
- 2 primeros pisos = 5.60 m

El diseño por cortante controla el por capacidad. Se adoptó una altura de amplificación de 5.6m. La relación $M_n / M_{ua} = 2.55$ es menor que $0.5 \cdot R_0 = 3$, lo que confirma que el diseño por capacidad es adecuado.

La distribución final del refuerzo será el siguiente:

- Para el refuerzo horizontal, 2 mallas 3/8" @ 0.25 m.
- Para el refuerzo vertical, 2 núcleos de 6 Ø 3/4 + 2 mallas de 3/8" @ 0.25 m.
- Para el confinamiento de los núcleos se empleará en estribos de Ø 3/8" @ 20 cm.

Análisis dirección 3-3

La cortante obtenido de la combinación $1.25C_M + 1.25C_V + S_y$ es igual a 26.26 ton. Se realiza el cálculo del aporte del concreto: $\emptyset V_c = 22.14 \text{ ton}$. Dado que $V_u > V_c$, se requiere refuerzo adicional. Sin embargo, como V_u es mayor a $0.27 \sqrt{f'_c} A_c w = 12.52 \text{ ton}$, se debe incluir refuerzo distribuido conforme al artículo 11.10.10. Se utilizará el mismo acero mínimo que el analizado en la dirección 2-2, y se realiza la verificación de resistencia al cortante nominal:

$$V_n \text{ max} = 2.6 * \sqrt{210} * 20 * 0.8 * \frac{212}{1000} = 127.80 \text{ ton}$$

Dado que $V_n < V_n \text{ máx}$, el diseño cumple con los criterios de resistencia al cortante.

Se determina el cortante de diseño por capacidad. La norma en el capítulo 21.9.5 menciona que necesitará los momentos últimos de la máxima carga combinada:

- $V_{ua} = 26.62 \text{ ton}$
- $M_{ua} = 223 \text{ ton.m}$
- $M_n = 390 \text{ ton.m}$

Se determina la cortante de diseño por capacidad: $V_u \text{ capacidad} = 15.22 \text{ ton}$.

Esta amplificación de la cortante de diseño se aplicará hasta el mayor valor (Norma E.060,2009):

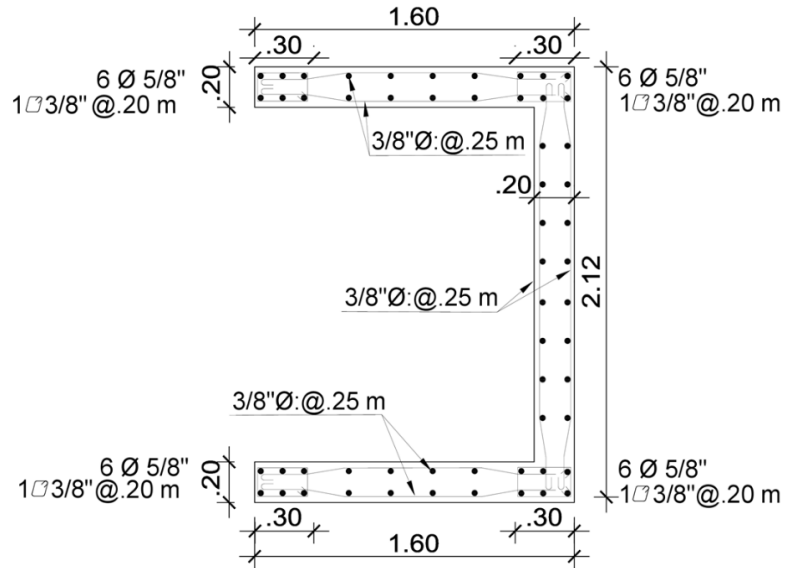
- $L_m = 2 \text{ m}$
- $M_u / 4V_u = 2.09 \text{ m}$
- 2 primeros pisos = 5.6 m

El diseño por fuerza cortante controla el por capacidad. Se adoptó una altura de amplificación de 5.6m. La relación $M_n / M_{ua} = 1.75$ es inferior que $0.5 \cdot R_0 = 3$, lo que confirma que el diseño por capacidad es adecuado.

La distribución final del refuerzo serán las siguientes:

- Para el refuerzo horizontal, dos mallas de Ø3/8" @ 0.25 m.
- Para el refuerzo vertical, dos núcleos de 6Ø5/8 con barras de Ø3/8" @ 0.25 Para el confinamiento de los núcleos se empleará en estribos de Ø3/8" @ 0.20 m

Figura 72 Diseño final de la Placa PL-8



11. DISEÑO DE CIMENTACIONES

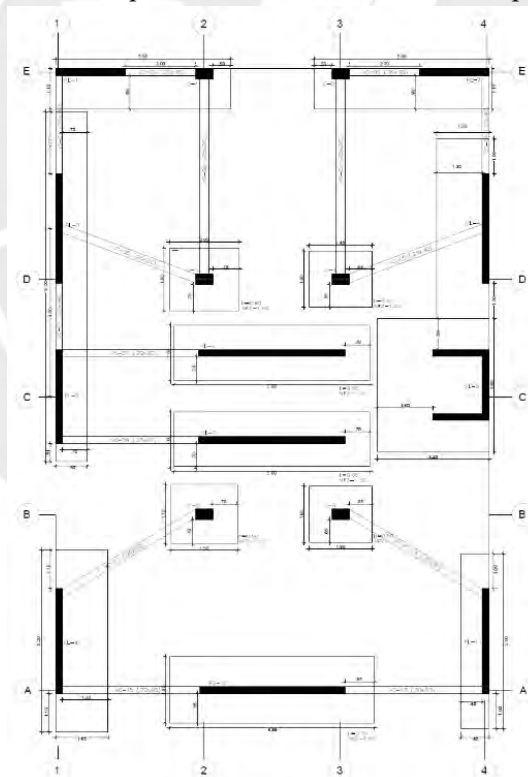
Las cimentaciones son encargados de transmitir las cargas de la superestructura y transmitirlas al suelo. Su diseño debe asegurar que los esfuerzos transmitidos al suelo sean inferiores a su capacidad portante (Ottazzi Pasino, 2016).

El edificio está localizada en el distrito de Lince, en una zona clasificada como Zona 1 según la normativa vigente. Se considera una presión admisible de 40 ton/m² y peso específico 2.20 ton/m³ (Norma E.030, 2018). En función de estas características, se han establecido los siguientes parámetros de diseño:

- Profundidad de cimentación: 1m
- Presión admisible del suelo: 40ton/m²
- Factor de seguridad (corte estático): 3
- Factor de seguridad (corte dinámico): 2.5
- Perfil de Suelo: S1

En la Figura 74, de forma preliminar, se muestra el plano de cimentación del proyecto de edificación:

Figura 73 Plano preliminar de cimentaciones del proyecto.



11.1 Dimensionamiento por presión admisible

Se aplican las ecuaciones establecidas en la norma, que brindan los parámetros necesarios para dimensionar adecuadamente la zapata (Norma E.060, 2009).

$$Area\ Tentativa = \frac{(1 + \%PP) * (P_{cm} + P_{cv})}{\sigma_{adm}}$$

$$\text{Area Tentativa} = \frac{(1 + \%PP) * (P_{cm} + P_{cv}) + P_s}{1.30 * \sigma_{adm}}$$

Donde:

- $\%PP$: Parte del peso propio de la zapata. Usualmente es un valor del 10%
- P_s : Peso ocasionada por el sismo.
- P_{cm} : Carga muerta.
- P_{cv} : Carga viva.
- σ_{adm} : Presión admisible del terreno.

El aumento del 30% la segunda expresión se debe a la posibilidad de cargas temporales, tales como las causadas por el viento o el sismo. Una vez calculado el área inicial del cimiento, se hallan las dimensiones de la zapata. Para ello, es fundamental que las dimensiones del tramo libre en ambas direcciones, denominado como volado, sean iguales. Por tal motivo, se utilizarán las expresiones (Norma E.060, 2009):

$$B = b + 2y$$

$$L = l + 2x$$

$$\text{Area de la zapata} = B \times L$$

Donde:

- B : Ancho de la zapata (m).
- L : Longitud de la zapata (m).
- x : Dimensión del volado paralelo al eje X(m).
- y : Dimensión del volado paralelo al eje Y(m).
- b : Ancho que soporta el cimiento (m).
- l : Largo que soporta el cimiento (m).

Por último, la presión admisible del suelo no debe superar al esfuerzo máximo aplicado sobre el área de la base de la zapata. Para ello, se emplean las siguientes ecuaciones (Norma E.060, 2009):

$$\sigma = \frac{P}{BL} \pm \frac{6M}{BL^2}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x \times L_y}{I_{yy}} \pm \frac{M_y \times L_x}{I_{xx}}$$

Donde:

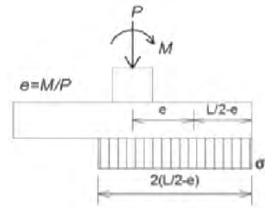
- σ : Esfuerzo aplicado por la zapata al suelo.
- M_x : Momento flector proveniente del sismo en "X".
- M_y : Momento flector proveniente del sismo en "Y".
- I_{xx} : Inercia en el eje "X".
- I_{yy} : Inercia en el eje "Y".
- L_x : Dimensión de la zapata paralela al eje X (L)
- L_y : Dimensión de la zapata paralela al eje Y (B)

11.2 Dimensionamiento por Meyerhof

Si uno de los valores de esfuerzos aplicados en el suelo resulta negativo, implicaría que de forma teórica existe tracción en el suelo, lo cual no existe en la realidad. Por ello, se deberá

realizar una redistribución de esfuerzos de forma rectangular. Para los cálculos se deberá tener en cuenta la Figura 75 y las expresiones mostradas (Norma E.060, 2009):

Figura 74 Redistribución de esfuerzos de forma rectangular.



$$e_i = \frac{\sum M_i}{\sum P_i} ; \sigma_i = \frac{\sum P_i}{2\left(\frac{L}{2} - e_i\right)B}$$

Donde:

- σ_i : Esfuerzo rectangular redistribuido (ton/m)
- $\sum M_i$: Sumatoria de todos los momentos en la dirección de sismo i (ton.m).
- $\sum P_i$: Sumatoria de todas las fuerzas en la dirección de sismo i (ton).
- L : Dimensión de la zapata en la dirección de sismo i (m).
- B : Dimensión de la zapata perpendicular a la dimensión L_i (m).

11.3 Diseño por punzonamiento

El peralte asumido de la zapata “h”, debe ser óptimo con el fin de garantizar que el cimiento de concreto pueda resistir fuerzas cortantes debido al efecto de punzonamiento. Para tal fin, se utilizarán las siguientes expresiones iniciales (Norma E.060, 2009):

$$d = h - 10$$

$$bo = 2(b + l + 2d)$$

$$Ao = (b + d) \times (l + d)$$

Donde:

- d : Peralte efectivo (cm)
- bo : Perímetro de la sección crítica (m).
- Ao : Área de la sección crítica (m^2).

Para conocer si el peralte es adecuado, se calcula la resistencia por punzonamiento (V_u) y se compara con la resistencia de diseño (ϕV_c), que cumpla la condición $V_u \leq \phi V_c$. Caso contrario, se procede a incrementar el peralte de la zapata. El valor de ϕV_c esta regido por el menor resultante entre ϕV_{c1} , ϕV_{c2} , ϕV_{c3} . Para ello, se utilizan las siguientes expresiones (Norma E.060, 2009):

$$V_u = \sigma_u \times (A_{total} - Ao)$$

$$\phi V_{c1} = \phi (1.06 \times \sqrt{f'c} \times bo \times d)$$

$$\phi V_{c2} = \phi \times 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \sqrt{f'c} \times bo \times d$$

$$\phi V_{c3} = \phi \times 0.27 \times \left(2 + \frac{\alpha \times d}{bo}\right) \times \sqrt{f'c} \times (bo \times d)$$

Donde:

- β : Cociente entre lado mayor y menor.
- α : Parámetro relacionado con el número de lados resistentes (40 = central, 20 = esquinera, 30 = lateral).
- ϕ : Factor de reducción (0.85 para corte).

11.4 Verificación por corte

De igual forma que en el diseño por punzonamiento, para garantizar que el cimiento resista las solicitaciones fuerza cortante, es indispensable cumplir que la resistencia última de corte requerida (V_u) sea inferior o igual a la resistencia de diseño (ϕV_c) (Norma E.060, 2009).

Caso contrario, se amplificará el peralte del cimiento.

- Para XX (Paralelo al lado L):

$$V_u = \sigma_u \times B \times (Lc_x - d)$$
$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times B \times d$$

- Para YY (Paralelo al lado B):

$$V_u = \sigma_u \times L \times (Lc_y - d)$$

- Resistencia de diseño:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times L \times d$$

11.5 Diseño por flexión

Se asume el comportamiento de la zapata como un elemento tipo viga de sección rectangular en voladizo con la diferencia que en una cimentación las cargas distribuidas son hacia arriba, debido a la reacción que se produce entre el terreno y el elemento. (Ottazzi Pasino, 2016). Por ello, se generan momentos en tracción ubicados en la sección inferior de la cimentación. Para obtener el esfuerzo último de diseño, se amplifica la capacidad admisible efectiva por un factor promedio de 1.5. Para el cálculo de la resistencia última por flexión en cada eje, se deberán emplear las ecuaciones (Norma E.060, 2009):

- Para XX (Paralelo al lado L):

$$M_u = \frac{\sigma_u \times Lc_x^2 \times B}{2}$$

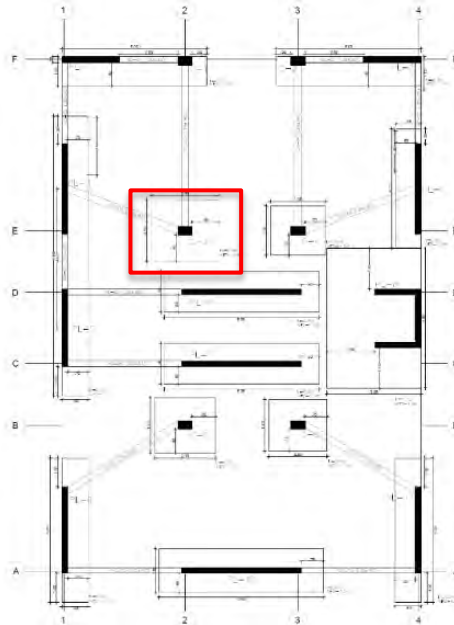
- Para YY (Paralelo al lado B):

$$M_u = \frac{\sigma_u \times Lc_y^2 \times L}{2}$$

11.6 Diseño de la zapata aislada C-3

Se ubica en los ejes 2 y D como se muestra en la Figura 76 (plano preliminar de cimentaciones):

Figura 75 Ubicación de la zapata de la columna C-3.



En la Tabla 74 se muestran el desarrollo de las fuerzas actuantes en la base de la columna C-3:

Tabla 74 Cargas de columna C-3.

Cargas	P (ton)	My (ton.m)	Mx (ton.m)
Carga muerta	-132.49	-1.45	0.55
Carga viva	-25.32	-0.25	0.05
Sismo diseño X	16.71	-0.35	2.17
Sismo diseño Y	-4.82	1.25	-0.18

Se calcula el área inicial de la zapata de la columna C-3

$$Area\ Tentativa = \frac{(1.10) * (87.13 + 20.30)}{40} = 2.95\ m^2$$

Se consideran dimensiones iguales en ambas direcciones. La Tabla 75 muestra los resultados finales:

Tabla 75 Dimensiones de la zapata de la columna C-3.

B (m)	2.10
L (m)	2.30
Area (m ²)	4.80

A través de una serie de iteraciones se determinaron las dimensiones 1.80m y 2.00m para que el esfuerzo máximo sea menor a la presión admisible del suelo. En la Tabla 76 se muestra las cargas propias y del terreno.

Tabla 76 Cargas propias y provenientes del terreno.

Peso de la zapata (ton)	6.96
Peso del terreno (ton)	9.56

Las verificaciones de esfuerzo se realizarán mediante las expresiones 11.1. Para la verificación de cargas por gravedad, no deberá ser mayor a 40 ton/m², y para cargas por gravedad con sismo, no deberá ser mayor a 1.3 el esfuerzo admisible del estrato 52 ton/m². Los valores se detallan en la siguiente Tabla 77:

Tabla 77 Verificación de esfuerzos sobre el terreno.

	C. Gravedad	Sismo +	Sismo -
σ_x max (ton/m ²)	36.42	34.58	38.25
σ_x min (ton/m ²)	35.77	32.06	39.47
σ_y max (ton/m ²)	31.67	36.48	33.70
σ_y min (ton/m ²)	37.09	37.30	36.89

Se verifica que los esfuerzos sobre el terreno cumplen con los límites admisibles establecidos. Para las cargas por gravedad, los esfuerzos máximos $\sigma_{x\text{máx}} = 36.42$ ton/m² y $\sigma_{y\text{máx}} = 37.09$ ton/m² no superan el $\sigma_{\text{suelo}} = 40$ ton/m². Asimismo, para las cargas por gravedad combinadas con sismo, los esfuerzos máximos $\sigma_{x\text{máx}} = 39.47$ ton/m² y $\sigma_{y\text{máx}} = 37.30$ ton/m² se mantienen por debajo del 1.3 veces el esfuerzo admisible, equivalente a 52 ton/m². Estos resultados confirman que el diseño de la cimentación es adecuado y estable.

Se muestra los esfuerzos máximos de la zapata, mostrados en la Tabla 78:

Tabla 78 Reacción última de terreno.

Casos	Esfuerzo máximo elegido
σ_u gravedad (ton/m ²)	37.09
1.25 σ_{xu} sismo (ton/m ²)	49.34
1.25 σ_{yu} sismo (ton/m ²)	46.63
1.5 σ_{xu} gravedad (ton/m ²)	54.62
1.5 σ_{yu} gravedad (ton/m ²)	55.64
σ diseño (ton/m ²)	60.00

Se verifica que el esfuerzo máximo bajo cargas por gravedad σ_u gravedad = 37.09 ton/m² no supera el esfuerzo admisible del suelo de 40.00 ton/m². Además, se obtienen los valores de 1.25 σ_u sismo = 49.34 ton/m² y 1.50 σ_u gravedad = 55.64 ton/m², los cuales no exceden el límite de diseño de 60.00 ton/m², correspondiente a 1.5 veces el esfuerzo admisible del suelo.

Finalmente, el esfuerzo límite de diseño será 60 ton/m².

11.6.1 Diseño y verificación por Punzonamiento

Se determina el perímetro de la sección crítica (b_o) y su área (A_o). Con ello, se calculó el cortante último considerando la carga última aplicada y el área tributaria correspondiente, como se presenta en la Tabla 79:

Tabla 79 Cortante último de la cimentación la columna C-3.

Perímetro de la sección crítica (m)	3.60
Área de la sección crítica (m ²)	0.80
Peralte efectivo (m)	0.50
Cortante última (ton)	220.13

A continuación, se determina la resistencia de diseño (ϕV_c), mostrado en la Tabla 80, con las expresiones del acápite 11.2 del presente documento:

Tabla 80 Resistencia de diseño de la cimentación de la columna C-3.

Cálculo de la resistencia de diseño de la zapata de la C-3	
V_{c1} (ton)	304.15
V_{c2} (ton)	532.12
V_{c3} (ton)	276.50
ϕV_c (ton)	235.02

De acuerdo con el acápite 11.2, se determinó la resistencia de diseño para la zapata de la columna C-3. Entre los valores calculados de resistencia al cortante, se seleccionó el menor valor. Aplicando el factor de reducción $\phi=0.85$, se obtuvo una resistencia de diseño de $\phi V_c = 235.02$ ton. Este valor al ser mayor a la cortante última $V_u = 167.10$ ton asegura que la zapata Z-4 tiene la capacidad suficiente para resistir las cargas aplicadas sin fallar por punzonamiento.

11.6.2 Diseño y verificación por Corte

Mediante la siguiente expresión $\phi V_c \geq V_u$, se realiza la verificación por corte. Para ello, se determina los cortantes en cada caso, mostrados en la Tabla 81.

Tabla 81 Verificación por cortante de la zapata de la columna C-3.

	Dirección "x"	Dirección "y"
Volado (m)	0.90	0.90
V_u (ton)	50.25	46.74
ϕV_c (ton)	68.55	75.08

En la dirección "x", el cortante último calculado $V_u = 50.25$ ton resultó ser inferior a la resistencia de diseño $\phi V_c = 68.55$ ton. De manera similar, en la dirección "y", el cortante último $V_u = 46.74$ ton también se mantuvo por debajo de la resistencia de diseño $\phi V_c = 75.08$ ton.

Estos resultados confirman que la zapata resiste las cargas aplicadas en las dos direcciones "x" e "y", y se evita fallas por cortante.

11.6.3 Diseño Por Flexión

Se considera un volado de 0.90 m y un momento último de 22.12 ton·m y 22.54 ton·m respectivamente. Se muestran los resultados y la distribución final del acero en la Tabla 82.

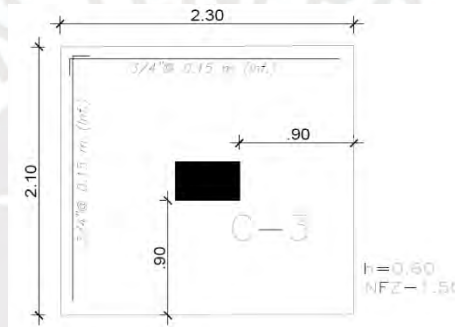
Tabla 82 Diseño por flexión la zapata de la columna C-3.

	Dirección "x"	Dirección "y"
Volado (m)	0.90	0.90
Momento último (ton.m)	22.12	22.54
Acero requerido (cm ²)	18.70	19.63
Acero mínimo (cm ²)	10.80	10.80
Diametro varilla	2.84	2.84
N° de varillas	6.70	6.70
Espaciamiento S (m)	0.15	0.15

El acero instalado de 17.10 cm² en ambas direcciones. Para garantizar la resistencia necesaria, se distribuyeron varillas de 3/4" con un espaciamiento de 0.15 m en las direcciones "x" e "y".

Se muestra en la Figura 77, el diseño de la cimentación de la columna C-3:

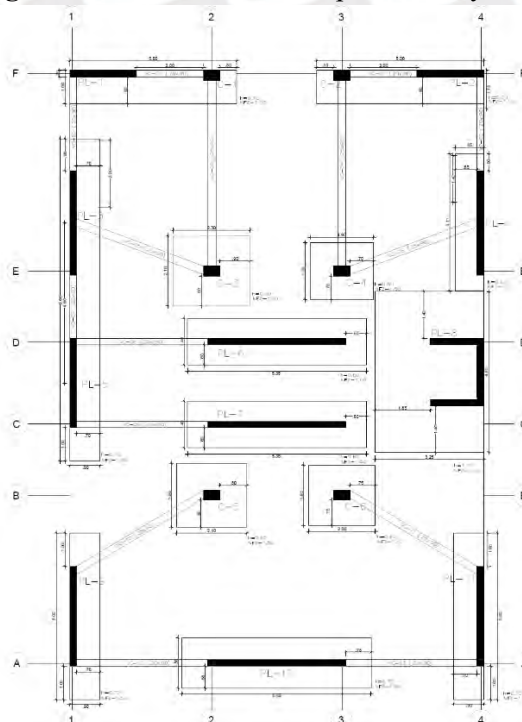
Figura 76 Diseño de la cimentación de la columna C-3



11.7 Diseño de zapata conectada

Se desarrolla el cimiento de la placa PL-9, entre los ejes 1 y A, con la cimentación de la placa PL-10 y columna C-5, mostrada en la Figura 78:

Figura 77 Ubicación de las zapatas PL-9 y PL-10.



Se determinaron las cargas que actúan en la base de las placas PL-9 y PL-10. Se presentan en las Tablas 83 y 84

Tabla 83 Cargas de la placa PL-9.

Cargas	P (ton)	My (ton.m)	Mx (ton.m)
Carga muerta	-74.85	7.26	0.05
Carga viva	-12.73	1.57	0.01
Sismo diseño X	6.52	27.61	-1.00
Sismo diseño Y	20.64	219.08	-0.18

Tabla 84 Cargas de la placa PL-10.

Cargas	P (ton)	My (ton.m)	Mx (ton.m)
Carga muerta	-115.43	0.04	-21.06
Carga viva	-19.89	0.01	-4.26
Sismo diseño X	-0.19	0.05	389.34
Sismo diseño Y	5.98	1.33	84.29

Se determina el área tentativa de la zapata de PL-9 y PL-10, mostrado en la Tabla 85:

Tabla 85 Área tentativa de la zapata de PL-9.

Elemento Vertical en Zapata	Ps (ton)	A req (m ²)	B (m)	L (m)	A final (m ²)
PL-9	87.58	2.57	5.20	0.90	4.68
PL-10	135.32	3.72	1.50	5.65	8.47

A continuación, se mostrarán los esfuerzos resultantes máximos por cargas de servicio en ambas zapatas en las Figuras 79 y 80:

Figura 78 Modelo analítico de la zapata de PL-9 de esfuerzos máximos.

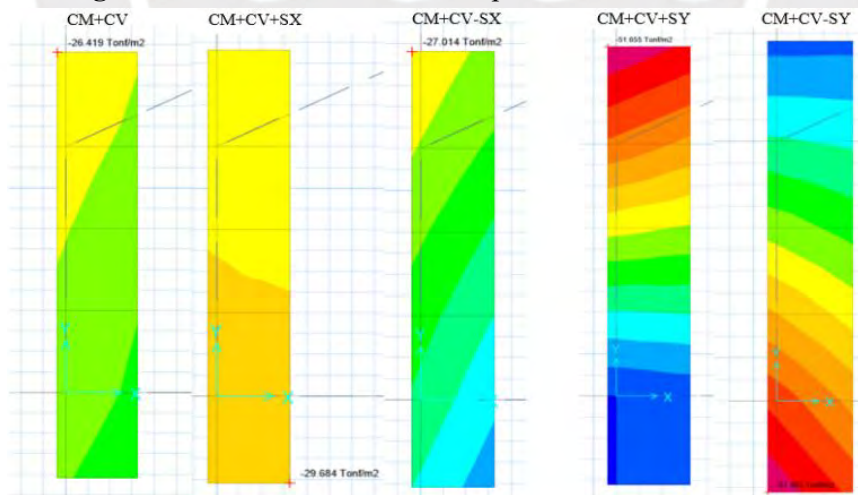
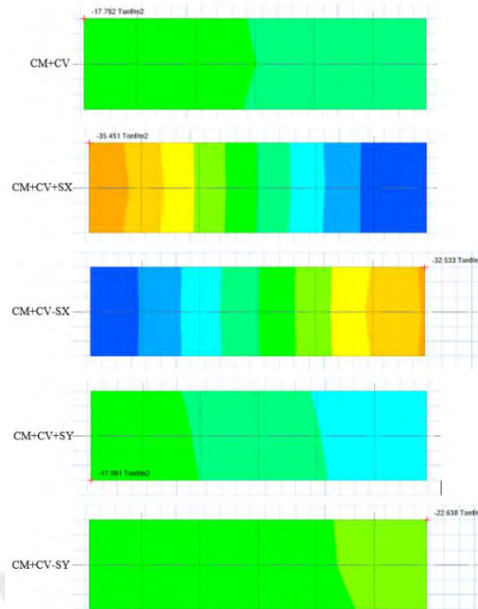


Figura 79 Modelo analítico de la zapata de PL-10 de esfuerzos máximos.



Los esfuerzos máximos para cada combinación de cargas en servicio obtenidos del modelo analítico de cada zapata se visualizan en la siguiente Tabla 86:

Tabla 86 Esfuerzos de la zapata de PL-9 y PL-10 sobre el terreno.

Combinación de carga en servicio	PL-9 σ_{max} (ton/m ²)	PL-10 σ_{max} (ton/m ²)	σ adm (ton/m ²)
CM + CV	26.42	17.79	40.00
CM + CV + SX	29.68	35.45	52.00
CM + CV - SX	27.01	32.53	52.00
CM + CV + SY	51.66	17.99	52.00
CM + CV - SY	51.46	22.64	52.00

Todos los valores de las presiones son inferiores a 40 ton/m² para el caso de cargas por gravedad y por cargas sísmicas menores a 52 ton/m². Por lo tanto, el suelo sí puede soportar las solicitaciones de carga.

En las Figuras 81 y 82, se muestran las envolventes considerando que se encontrará simplemente apoyada al eje de la placa PL-9 y empotrada en el extremo de la placa PL-10.

Figura 80 Envolvente diagrama de fuerza cortante (DFC) de viga de cimentación.

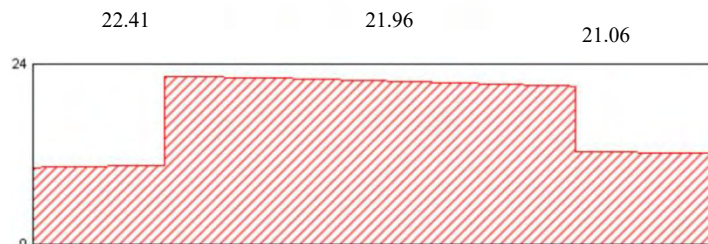
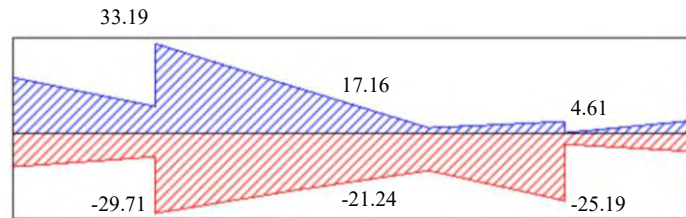


Figura 81 Envolvente diagrama de momento flector (DMF) de viga de cimentación.



11.7.1 Diseño y verificación por Punzonamiento

Se mostrará la Tabla 87 con los resultados de la zapata de la placa PL-9:

Tabla 87 Cortante último de la zapata de PL-9.

Perímetro de la sección crítica (m)	10.60
Área de la sección crítica (m ²)	5.70
Peralte efectivo (m)	0.80
Cortante última (ton)	21.49

A continuación, en la Tabla 88 se determina la resistencia de diseño (ϕV_c) con las expresiones del acápite 11.2 del presente documento para el cemento:

Tabla 88 Resistencia de diseño de la zapata de PL-9.

Cálculo de la resistencia de diseño de la PL-9	
V_{c1} (ton)	662.36
V_{c2} (ton)	882.70
V_{c3} (ton)	903.22
ϕV_c (ton)	563.01

Se determina que la resistencia al corte del concreto (ϕV_c) es mayor que la las cortantes últimas (V_u). Por lo tanto, no existirán fallas por punzonamiento.

11.7.2 Diseño y verificación por Corte

En la Tabla 89 se verifica por cortante mediante la siguiente expresión $\phi V_c \geq V_u$:

Tabla 89 Verificación por cortante de la zapata de PL-9.

	Dirección "x"	Dirección "y"
Volado (m)	0.70	1.00
V_u (ton)	3.26	45.46
ϕV_c (ton)	229.80	57.45

La resistencia al corte es mayor a la carga última. Por lo tanto, no existirá falla por fuerza cortante.

11.7.3 Diseño Por Flexión

Se utilizará un modelo analítico para el procedimiento del cálculo de los momentos últimos en las franjas críticas de la zapata, mostrados en la Figura 83 y Tabla 90:

Figura 82 Modelo analítico de la zapata de PL-9 de momento flector.

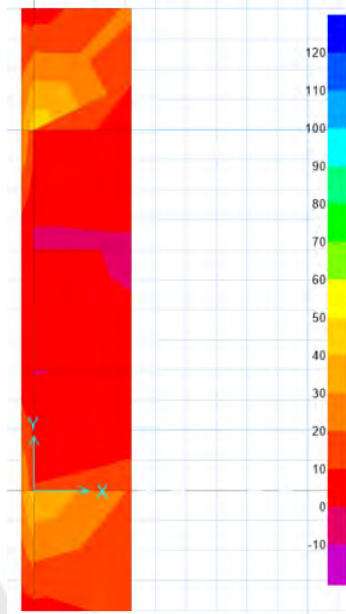
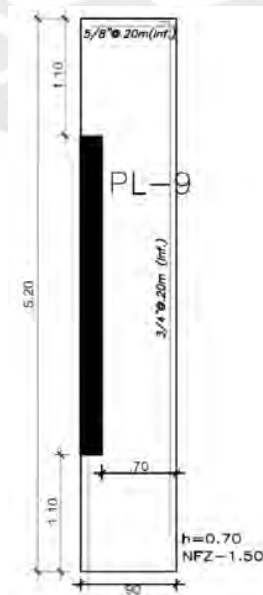


Tabla 90 Diseño por flexión del cimiento de PL-9

	Dirección "x"	Dirección "y"
Volado (m)	0.70	1.00
Momento último (ton.m)	24.85	40.33
Acero requerido (cm ²)	19.86	9.27
Acero mínimo (cm ²)	16.20	16.20
Diametro varilla	2.00	2.85
Nº de varillas	4.68	4.93
Espaciamiento S (m)	0.216	0.239
As instalado (cm ²)	17.10	17.10

Por último, en la Figura 84 se presenta el diseño de la zapata de PL-9

Figura 83 Diseño final de la zapata de PL-9.



11.7.4 Diseño de Viga de Cimentación

Para los cálculos se considerará una viga 0.20 x 0.90 m con un revestimiento de 10 cm que incluye la capa de acero. Los valores del momento de agrietamiento de la sección bruta, los valores de $\rho_{\text{balanceado}}$, así como la cuantía mínima de acero requerido, se muestran en la siguiente Tabla 91:

Tabla 91 Parámetros para el Diseño de la Viga.

d	80 cm
M_{cr}	7.83 ton.m
$\rho_{\text{mínima}}$	0.24 cm ²
A_{s min}	3.84 cm ²
A_{sb}	34.00 cm ²
A_{s máx}	25.50 cm ²

Utilizando el DMF, se determina el refuerzo requerido en cada segmento de la viga.

A continuación, se realizarán los cálculos para todo el tramo de la viga para los 5 momentos que se visualizan en el DMF, mostrados en la Tabla 92:

Tabla 92 Cálculos de cuantía de acero por diseño por flexión.

Mu ton.m	As cm²	Nº Barras		As inst. cm²	Ø Mn ton.m
		Corridas	Bastones		
-25.19	8.91	2Ø1"	-	10.20	28.53
-21.24	7.43	2Ø1"	-	10.20	28.53
-29.71	10.66	2Ø1"	1Ø1"	15.30	41.06
17.16	5.93	2Ø1"	-	15.30	28.53
33.19	12.04	2Ø1"	1Ø1"	15.30	41.06

En todos los casos, $M_u \leq \phi M_n$. Se colocarán 2 barras corridas de 1". Adicionalmente para el momento negativo de 29.71 ton.m y el positivo de 33.19 se colocará 1 bastón de 1".

Por otro lado, en la Tabla 93 presenta los cálculos del diseño teniendo en cuenta las ecuaciones en el acápite 8.3 y el DFC.

Tabla 93 Cálculos del aporte de acero al corte requerido.

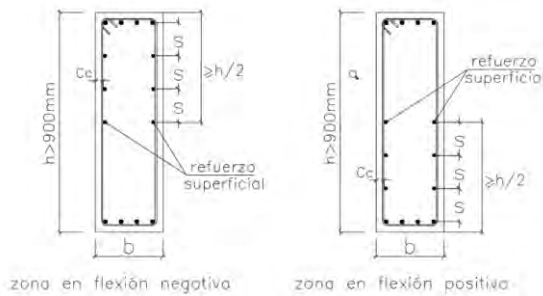
Vu ton	Vc ton	V_{st} ton
22.41	10.45	11.96
21.96	10.45	11.51
21.06	10.45	10.61

Por último, la Norma E.060 (2009) menciona cuando el peralte supera los 90cm, se debe colocar armadura a lo largo de toda su longitud. A continuación, se presentan las expresiones correspondientes y la Figura 85 señalada en la norma:

- $s \leq 30 \text{ cm}$
- $s \leq 38 \left(\frac{2500}{f_s} \right) - 2.5 Cc = 17.80 \text{ cm}$

- $s \leq 30 \left(\frac{2500}{f_s} \right) = 17.50 \text{ cm}$

Figura 84 Refuerzo para la viga mayor a 90cm.

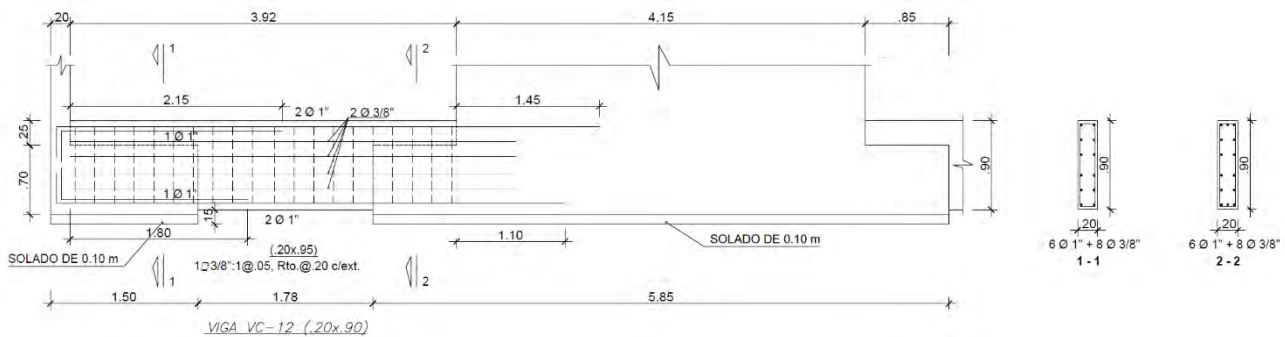


Nota. Adaptado de la *Norma Técnica E.060: Concreto Armado* (2009).

La viga de cimentación del presente ejemplo presenta un peralte de 90 cm. No obstante, al estar en límite permitido de la norma se colocará acero adicional. En este sentido, se colocará refuerzos de 3/8" cada 0.15 cm.

Se presenta en la Figura 86 el diseño de la viga de cimentación VC-12:

Figura 85 Diseño de la viga de cimentación VC-12



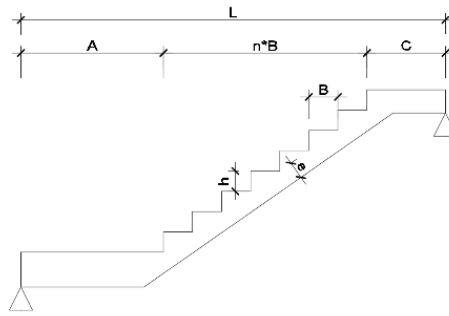
12. DISEÑO DE ESCALERAS

En el diseño de escaleras, se debe considerar un comportamiento similar al de una losa de concreto armado inclinada, en donde sus apoyos extremos se encuentran simplemente apoyados. En consecuencia, el metrado se realizará únicamente considerando cargas por gravedad, utilizando la siguiente expresión:

$$U = 1.4CM + 1.7CM$$

Asimismo, se debe considerar la representación del tramo típico, la cual puede ser visualizada en la Figura 87:

Figura 86 Tramo típico de escalera con dimensiones generales.



Para este diseño, las dimensiones correspondientes serán las siguientes:

- $A = 1.23 \text{ m}$
- $C = 0.68 \text{ m}$
- $B = 0.25 \text{ m}$
- $h = 0.18 \text{ m}$
- $e = 0.15 \text{ m}$
- $n * B = 1.75 \text{ m}$

Además, el espesor promedio puede determinarse mediante la siguiente expresión, la cual es el resultado de la aplicación de relaciones trigonométricas

$$e_{prom} = \sqrt{e^2 + \left(\frac{eh}{B}\right)^2} + \frac{h}{2} = 0.27 \text{ m}$$

12.1 Ejemplo de diseño

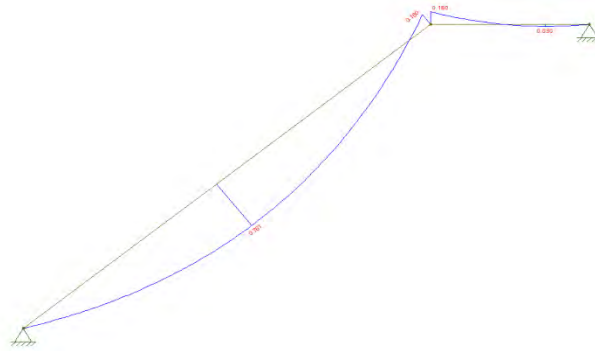
12.1.1 Diseño por flexión

La cuantificación de cargas se elaborará tomando en cuenta los siguientes valores:

- $W_{pp} = 2.4 \times 0.27 \times 1 = 0.648 \text{ ton/m}$
- $W_{pt} = 0.1 \times 1 = 0.10 \text{ ton/m}$
- $W_{s/c} = 0.4 \times 1 = 0.40 \text{ ton/m}$
- $W_u = 1.4(0.648 + 0.10) + 1.7 \times 0.40 = \frac{1.73 \text{ ton}}{m}$

Dado que la escalera cuenta con un descanso de 1.23 m, se procederá a realizar el metrado considerando un ancho de 0.20 m. En las Figuras 88 y 89 se presentan el DMF y DFC para el primer tramo. El análisis se realizará para el caso más crítico, el cual se produce cuando la escalera está simplemente apoyada al inicio y al final.

Figura 87 Diagrama de momento flector (DMF) de tramo 2 del piso típico.

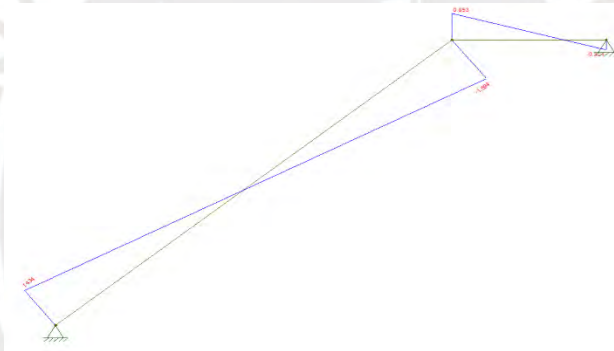


Utilizando las expresiones del acápite 6, se calcula la cuantía de refuerzo teniendo en cuenta los momentos mostrados en el DMF y el acero mínimo.

- $A_{s_{min}} = 4\phi 3/8" \rightarrow 3/8"@0.25$
- Para $M = 0.761 \text{ ton/m}$: $A_s = 3/8"@0.25$

12.1.2 Diseño por cortante

Figura 88 Diagrama de fuerzas cortantes (DFC) – Tramo 2



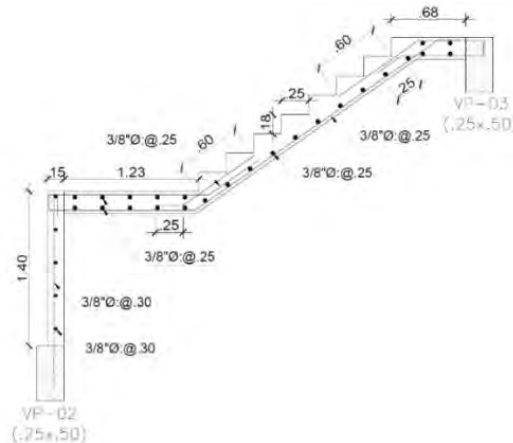
Se determina el peralte efectivo y el aporte del concreto:

- $d = e - 3 = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$
- $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 114 \times 12 = 8.93 \text{ ton}$

Del DFC se obtiene: $V_{u_{max}} = 1.59 \text{ ton} < 8.93 \text{ ton} = \phi V_c$. No será necesario amplificar el peralte efectivo de la escalera ni utilizar refuerzo transversal.

Se presenta el diseño del tramo 2 de la escalera.

Figura 89 Diseño de tramo 2 del piso típico de escalera.



12.1.3 Diseño de cimentación de escalera

Para el caso de tramo 1 del primer piso, se colocará en la base, de los extremos de la escalera, cimientos corridos de concreto ciclópeo de $f'c=175\text{kg/cm}^2$. Sus dimensiones deberán ser las adecuadas para poder resistir las cargas por gravedad amplificadas. Además, se deberá realizar la cuantificación de cargas, teniendo en cuenta el DFA y DFC del primer tramo, y una sección de dimensión inicial de 0.40×0.50 , mostrados en las Figuras 91 y 92 correspondientemente:

Figura 90 Diagrama de fuerza axial (DFA) de tramo 1 del primer piso.

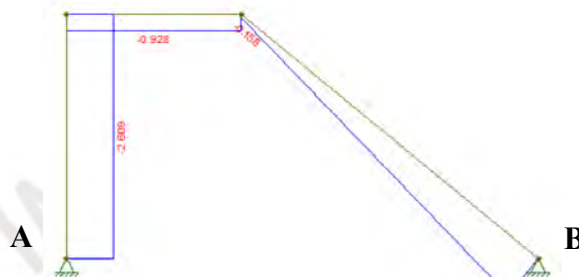


Figura 91 Diagrama de fuerza cortante (DFC) de tramo 1 del primer piso.



Metrado de cargas en apoyo A:

- $P_{U \text{ propio}} = 1.4 \times 2.4 \times 0.4 \times 0.50 \times 2.29 = 1.54 \text{ ton}$
- $P_{U \text{ escalera}} = 2.61 \text{ ton}$
- $P_{U \text{ Muro}} = 1.4 \times 2.4 \times 1.40 \times 0.15 \times 2.29 = 1.62 \text{ ton}$
- $P_{U A} = 5.77 \text{ ton}$

Metrado de cargas en apoyo B:

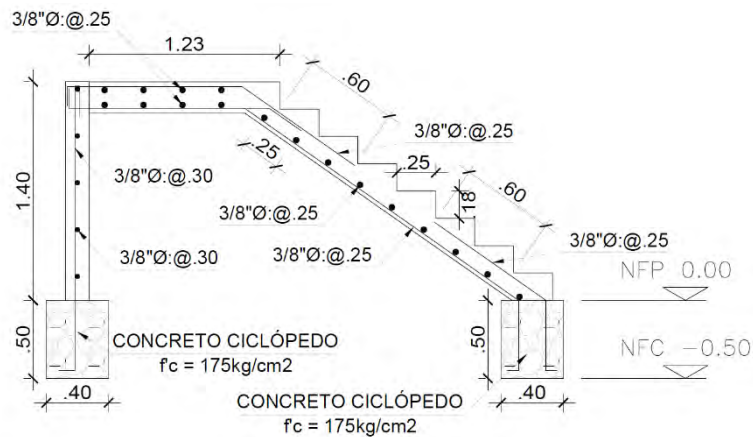
- $P_{U \text{ propio}} = 1.4 \times 2.4 \times 0.4 \times 0.50 \times 2.29 = 1.54 \text{ ton}$
- $P_{U \text{ escalera } 1} = -2.58 \times \text{sen}(35^\circ) = -1.47 \text{ ton}$
- $P_{U \text{ escalera } 2} = 1.672 \times \text{cos}(35^\circ) = 1.37 \text{ ton}$
- $P_{U B} = 1.44 \text{ ton}$

Se utilizará la carga última en el apoyo A para el cálculo de la presión actuante en el suelo:

- $\sigma_U = 5.77 / (2.29 \times 0.40) = 6.30 \text{ ton/m}^2$

La presión última es inferior a 40 ton/m^2 ; por lo tanto, las longitudes son adecuadas. En las Figura 93, se muestra el diseño final del tramo 1

Figura 92 Diseño de tramo 1 del primer piso de escalera.



PRIMER PISO – TRAMO 1

13. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Del análisis modal realizado en ETABS, se verificó que primer modo actúa en el eje “y” y el segundo eje “x”. Este está directamente relacionado con la distribución de la rigidez estructural. En el eje “y” la rigidez es menor, permitiendo una mayor deformación y, por tanto, un modo de vibración más predominante en esa dirección. En cambio, en el eje X, la mayor rigidez genera un segundo modo de vibración con menor participación relativa.
- El análisis estructural realizado indica que las derivas laterales máximas en ambas direcciones principales del edificio alcanzan valores cercanos a 4‰ (dentro del límite permisible 7‰).
- En el modelo elaborado en ETABS se realizaron iteraciones para garantizar el diseño sísmico y evitar irregularidades. Se concluye que el sistema corresponde a muros portantes; la irregularidad por altura no presentó inconvenientes, mientras que la torsión en planta fue determinante para la ubicación de placas y columnas.
- La verificación del control de deflexiones es un paso fundamental en el diseño de estructuras de concreto armado, ya que asegura que las deformaciones de los elementos se mantengan dentro de rangos aceptables, evitando problemas como agrietamientos, vibraciones excesivas o deterioro de la funcionalidad estructural.
- Para realizar el análisis estructural de las viguetas, es necesario considerar la influencia de las losas macizas adyacentes a los paños de losas aligeradas. Se obtienen diagramas de fuerza cortante y momento flector del tramo donde se ubica la losa maciza que pueden ser utilizados para su diseño por resistencia, debido a que los resultados de los

momentos obtenidos varían entre 0.80 y 1.05% con los resultados obtenidos con las tablas de coeficientes de momentos.

- El diseño del muro cumple con los requisitos normativos y garantiza la seguridad estructural bajo las condiciones de carga analizadas. La distribución del refuerzo, tanto horizontal como vertical, así como la verificación de la resistencia al cortante, aseguran un correcto comportamiento frente a las fuerzas sísmicas y gravitacionales.
- Se incorporaron vigas de cimentación con el objetivo principal de disminuir los momentos flectores generados por la excentricidad de las zapatas excéntricas situadas en los bordes de la estructura. Esta excentricidad se presenta debido a la geometría del terreno y a la proximidad de construcciones colindantes, que limitan el espacio disponible para la cimentación. Las vigas permiten conectar y distribuir mejor las cargas, reduciendo así las solicitaciones locales en las zapatas y mejorando la estabilidad general del sistema de cimentación.

14. BIBLIOGRAFÍA

Blanco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado* (2.^a ed.). Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Norma E.020 Cargas*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma E.030 Diseño sismorresistente*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Muñoz Peláez, A. (2003). *Ingeniería sismorresistente*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.

Ottazzi Pasino, G. (2016). *Apuntes del curso Concreto Armado 1*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.