

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO

ARMADO DE 6 PISOS UBICADO EN MIRAFLORES

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Quispe Vivanco, Marco Adriel

ASESOR:

Acero Martínez, José Alberto


Lima, Agosto, 2023

Informe de Similitud

Yo, José Alberto Acero Martínez, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS UBICADO EN MIRAFLORES", del autor Marco Adriel Quispe Vivanco, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 19%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 19/08/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 19 de agosto del 2023

Apellidos y nombres del asesor: <u>Acero Martínez, José Alberto</u>	
DNI: 29662895	Firma 
ORCID: https://orcid.org/0000-0003-4154-9510	

RESUMEN

El presente proyecto de tesis desarrolla el análisis y el diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado de 6 pisos ubicado en Miraflores, Lima. El área total del terreno es de 463.70 m² y el área construida es de 329.20 m² la cual está distribuida en diez departamentos, estacionamientos para vehículos, estacionamientos de bicicletas, área de gimnasio, áreas verdes y recepción. Las cargas utilizadas para el análisis y diseño son las proporcionadas por la norma E.020. En cuanto a la estructuración elegida para el presente proyecto, es la de estructura de muros, puesto que, después de realizar el análisis sísmico, se observó que los muros de corte toman el 98 y 96 por ciento de la fuerza cortante en la base en los ejes XX y YY respectivamente. Este análisis tridimensional se realiza con el software ETABS. Además, con dicho análisis se comprueba que la estructura no tenga ningún tipo de irregularidad de acuerdo a los parámetros que nos indica la norma E.030 ya que estas irregularidades son muy peligrosas para edificios de la costa peruana. Por todo lo mencionado, la estructuración utilizada resultó siendo la más idónea ya que el edificio está apto para soportar cargas de gravedad y principalmente cargas de sismo a lo largo de toda su vida útil. Esto se debe a que el proyecto se ubica en una de las zonas sísmicas más riesgosas del país y del continente americano al estar sobre el Cinturón de Fuego del Pacífico. Finalmente, el diseño de los elementos estructurales se realizó siguiendo las indicaciones de la norma E.060, estos diseños se realizaron por capacidad y resistencia con el fin de obtener fallas dúctiles.

ÍNDICE

Capítulo 1 Aspectos Generales	1
1.1. Objetivo general	1
1.2. Arquitectura del edificio.....	1
1.3. Normativa nacional	3
1.4. Propiedades mecánicas de los materiales consideradas en el diseño	4
1.5. Cargas de gravedad utilizadas	5
Capítulo 2 Estructuración y Predimensionamiento.....	6
2.1. Generalidades	6
2.2. Criterios de Estructuración.....	6
2.3. Predimensionamiento de losas aligeradas.....	8
2.4. Predimensionamiento de las losas macizas.....	8
2.5. Predimensionamiento de las vigas	9
2.6. Predimensionamiento de columnas:.....	9
2.6.1. Columnas centrales.....	9
2.6.2. Columnas esquineras	9
2.7. Predimensionamiento de muros estructurales	10
Capítulo 3 Análisis Sísmico.....	11
3.1. Modelo de la edificación.....	11
3.2. Parámetro sísmico	12
3.2.1. Factor de Zona	12
3.2.2. Condiciones geotécnicas	12
3.2.3. Parámetros de sitio (S, Tp y TL).....	12

3.2.4.	Factor de amplificación sísmica “C”	13
3.3.	Categoría y sistema estructural	13
3.3.1.	Categoría y factor de uso.....	13
3.3.2.	Sistemas estructurales.....	14
3.4.	Análisis de irregularidades en planta y altura.....	14
3.4.1.	Irregularidad en altura.....	14
3.4.2.	Irregularidad en planta.....	17
3.5.	Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas “R”	20
3.6.	Procedimientos de análisis sísmico.....	20
3.6.1.	Análisis estático.....	20
3.6.2.	Análisis dinámico modal espectral.....	21
3.6.3.	Cortante dinámica y cortante mínima en la base	23
3.7.	Control de derivas de entrepiso.....	23
3.8.	Separación entre edificios.....	24
Capítulo 4	Conceptos de Diseño en Concreto Armado	25
4.1.	Diseño por resistencia.....	25
4.2.	Factores de carga	25
4.3.	Factores de reducción de resistencia (ϕ)	25
4.4.	Diseño por flexión.....	25
4.4.1.	Cálculo del acero requerido por flexión.....	26
4.4.2.	Refuerzo mínimo y máximo.....	27
4.5.	Diseño por corte	28
4.5.1.	Espaciamiento del refuerzo de acero.....	29

4.5.2.	Cortante en losas aligeradas.....	29
4.5.3.	Diseño del refuerzo cortante en muros.....	30
4.6.	Control de deflexiones y fisuración.....	30
4.6.1.	Control de deflexiones.....	30
4.6.2.	Control de fisuración.....	32
4.7	Disposiciones especiales para el diseño sísmico (diseño por capacidad) ...	33
4.7.1.	Disposiciones especiales en vigas y columnas.....	33
4.7.2.	Disposiciones especiales para muros de corte.....	35
Capítulo 5	Diseño de Losas.....	37
5.1.	Diseño de las losas del tramo 1.....	37
5.1.1.	Acero mínimo (As min) y acero máximo (As max) en las viguetas típicas	37
5.1.2.	Metrado de cargas.....	38
5.1.3.	Diseño por flexión del tramo 1.....	39
5.1.4.	Refuerzo por contracción y temperatura.....	40
5.1.5.	Corte de acero.....	40
5.1.6.	Diseño por cortante.....	43
5.2.	Tramo 2: Diseño de losas aligerada-maciza-aligerada.....	45
5.2.1.	Diseño de la losa maciza.....	45
5.2.2.	Diseño de las losas aligeradas continuas a la losa maciza.....	48
Capítulo 6	Diseño de Vigas.....	51
6.1.	Diseño de la viga V-1 (0.25 x 0.60 m).....	51
6.1.1.	Metrado de Cargas.....	51

6.1.2.	Diseño por Flexión de la Viga V-1.	53
6.1.3.	Corte de acero.....	54
6.1.4.	Diseño por Cortante de la Viga V-1.....	54
6.1.5.	Control de fisuración.	57
6.1.6.	Control de deflexiones	59
6.2	Diseño de la viga V-13 (0.25x0.60 m).....	61
6.2.1.	Metrado de Cargas del tramo más cargado.....	62
6.2.2.	Diseño por Flexión de la Viga V-13.....	63
6.2.3.	Corte de acero.....	64
6.2.4.	Diseño por Cortante de la Viga V-13.....	64
6.2.5.	Control de fisuración.	67
6.2.6.	Control de deflexiones.	69
Capítulo 7	Diseño de Columnas	72
7.1.	Diseño de la columna C-2 (0.30 x 0.50 m).....	72
7.1.1.	Metrado de cargas y combinación de cargas de acuerdo con la norma. .	72
7.1.2.	Diseño por flexocompresión.	76
7.1.3.	Diseño por cortante.....	76
Capítulo 8	Diseño de Muros de Corte (Placas)	80
8.1.	Diseño de la placa P-1	80
8.1.1.	Metrado y combinación de cargas.....	80
8.1.2.	Diseño por flexocompresión.	83
8.1.3.	Bordes de confinamiento.	84
8.1.4.	Diseño por cortante.....	85

8.1.5.	Diseño por capacidad.	87
8.1.6.	Diseño por cortante de los núcleos de confinamiento.	87
Capítulo 9	Diseño de las Cimentaciones	89
9.1.	Diseño de zapata aislada	89
9.1.1.	Metrado de cargas	90
9.1.2.	Verificación de la presión admisible.	92
9.1.3.	Determinación de la reacción amplificada del suelo.	93
9.1.4.	Verificación por punzonamiento.....	94
9.1.5.	Verificación por cortante.	95
9.1.6.	Diseño por flexión.....	95
9.2.	Diseño de zapata conectada mediante una viga de cimentación.....	97
9.2.1.	Metrado de cargas y fuerzas internas de la columna C-5 y la placa P-13. 97	
9.2.3.	Verificación de la presión admisible.	99
9.2.4.	Determinación de la reacción amplificada del suelo.	101
9.2.5.	Verificación por punzonamiento.....	101
9.2.6.	Verificación por cortante.	102
9.2.7.	Diseño por flexión.....	103
9.2.8.	Diseño de la viga de cimentación.	105
CAPÍTULO 10	Diseño de elementos no estructurales	109
10.1	Diseño de Escalera	109
10.2	Diseño de un tabique de albañilería	112
10.2.1.	Fuerza sísmica en los tabiques	113

10.2.2. Diseño de la viga de arriostre	114
10.2.2. Diseño de la columna de arriostre	116
CAPÍTULO 11 Comentarios y conclusiones	118
Bibliografía.....	120

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

FIGURA 1. 1. PLANTA DEL PRIMER PISO.....	2
FIGURA 1. 2. PLANTA DE PISO TÍPICO.....	3

CAPÍTULO 2

FIGURA 2. 1. ESTRUCTURACIÓN UTILIZADA EN EL PROYECTO.....	7
FIGURA 2. 2. VIGUETA TÍPICA	8

CAPÍTULO 3

FIGURA 3. 1. MODELO FINAL DEL PROYECTO EN EL SOFTWARE ETABS	12
FIGURA 3. 2. LONGITUDES PARA COMPROBAR IRREGULARIDADES.....	19
FIGURA 3. 3. ESPECTRO DE DISEÑO	22

CAPÍTULO 5

FIGURA 5. 1. TRAMO DE LOSA A DISEÑAR.....	37
FIGURA 5. 2. METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD AMPLIFICADAS ACTUANTES EN LAS VIGUETAS	38
FIGURA 5. 3. DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR EN LA VIGUETA	39
FIGURA 5. 4. REFUERZO DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA EN LAS VIGUETAS	40
FIGURA 5. 5. CORTE TEÓRICO PARA ACERO POSITIVO Y NEGATIVO	42
FIGURA 5. 6. CORTE PRÁCTICO PARA ACERO POSITIVO Y NEGATIVO.....	43
FIGURA 5. 7. DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE EN LA VIGUETA	43
FIGURA 5. 8. DISEÑO FINAL DEL TRAMO 1: SOLO LOSAS ALIGERADAS.....	45
FIGURA 5. 9. TRAMO 2 DE LAS LOSAS UBICADAS ENTRE LOS EJES E-F	45

FIGURA 5. 10. MODELAMIENTO DE CARGAS DEL TRAMO 2: LOSA ALIGERADA-MACIZA-ALIGERADA	45
FIGURA 5. 11. DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR EN LA DIRECCIÓN VERTICAL DE LA LOSA MACIZA UBICADA EN LOS TRAMOS E-F Y 2-3	47
FIGURA 5. 12. DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR EN LA DIRECCIÓN HORIZONTAL DE LA LOSA MACIZA UBICADA EN LOS TRAMOS E-F Y 2-3	47
FIGURA 5. 13. DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR	49
FIGURA 5. 14. DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE.....	49
FIGURA 5. 15. DISEÑO FINAL DEL TRAMO 2: LOSA ALIGERADA-MACIZA-ALIGERADA.....	50
CAPÍTULO 6	
FIGURA 6. 1. UBICACIÓN DE LA VIGA V-1	51
FIGURA 6. 2. VIGA V-1 Y SUS RESPECTIVAS CARGAS DE GRAVEDAD AMPLIFICADAS	52
FIGURA 6. 3. ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES DE LA VIGA V-1	53
FIGURA 6. 4. FUERZAS CORTANTES DE LA VIGA V-1 (ENVOLVENTE).....	54
FIGURA 6. 5. DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR PARA CARGAS DE SERVICIO	57
FIGURA 6. 6. SECCIÓN FINAL DEL TRAMO 1 EN TRACCIÓN DE LA VIGA.....	58
FIGURA 6. 7. UBICACIÓN DE LA VIGA V-1 (0.25 X 0.60 M) EN EL PLANO	59
FIGURA 6. 8. ARMADO DEL REFUERZO DE LA VIGA V-1	61
FIGURA 6. 9. UBICACIÓN DE LA VIGA V-13	61
FIGURA 6. 10. VIGA V-13 Y SUS RESPECTIVAS CARGAS DE GRAVEDAD AMPLIFICADAS	63
FIGURA 6. 11. ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES DE LA VIGA V-13 (0.25 X 0.60 M) MÁS CARGADA	63
FIGURA 6. 12. ENVOLVENTE DE FUERZAS CORTANTES DE LA VIGA V-13 (0.25 X 0.60 M) DEL TAMO MÁS CARGADO.....	65
FIGURA 6. 13. DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR PARA CARGAS DE SERVICIO.....	67
FIGURA 6. 14. SECCIÓN FINAL DEL TRAMO 1 EN TRACCIÓN DE LA VIGA.....	68
FIGURA 6. 15. TRAMO MÁS CRÍTICO PARA CONTROLAR LAS DEFLEXIONES EN LA VIGA V-13. 69	
FIGURA 6. 16. ARMADO DEL REFUERZO DE LA VIGA V-13	71
CAPÍTULO 7	
FIGURA 7. 1. UBICACIÓN DE LA COLUMNA C-2 CON SU RESPECTIVA ÁREA TRIBUTARIA.....	72

FIGURA 7. 2. DIAGRAMA DE ITERACIÓN Y CARGAS ÚLTIMAS DE LA COLUMNA C-2 EN LAS DIRECCIONES XX Y YY.....	76
---	----

FIGURA 7. 3. DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES DE LA COLUMNA DE ACUERDO A LAS COMBINACIONES DE CARGA ÚLTIMA.	77
---	----

FIGURA 7. 4. ARMADO DEL REFUERZO DE LA COLUMNA C-2.	79
--	----

CAPÍTULO 8

FIGURA 8. 1.UBICACIÓN DE LA PLACA P-1.....	80
--	----

FIGURA 8. 2. DIAGRAMA DE ITERACIÓN PARA EL SISMO XX.....	83
--	----

FIGURA 8. 3. DIAGRAMA DE ITERACIÓN PARA EL SISMO EN YY.....	84
---	----

FIGURA 8. 4. DISEÑO DE LA PLACA PL - 1	88
--	----

CAPÍTULO 9

FIGURA 9. 1. UBICACIÓN DE LA COLUMNA C-1	89
--	----

FIGURA 9. 2. ARMADO DE ZAPATA DE LA COLUMNA C-1	96
---	----

FIGURA 9. 3. UBICACIÓN DE LA COLUMNA C-5 Y LA PLACA P-13.....	97
---	----

FIGURA 9. 4. VISTA EN CORTE DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN JUNTO A LAS ZAPATAS DE LA COLUMNA C-5 Y LA PLACA PL - 13	105
--	-----

FIGURA 9. 5. MODELAMIENTO DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN.....	105
--	-----

FIGURA 9. 6. DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN	106
--	-----

FIGURA 9. 7. DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN	106
--	-----

FIGURA 9. 8. ARMADO DE LA COLUMNA C-2 Y DE LA PLACA PL -13.....	108
---	-----

FIGURA 9. 9 VIGA DE CIMENTACIÓN QUE CONECTA LA COLUMNA C-5 Y LA PLACA PL-13	108
--	-----

CAPÍTULO 10

FIGURA 10. 1. MODELO DE LA ESCALERA.....	110
--	-----

FIGURA 10. 2. DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR	110
---	-----

FIGURA 10. 3. DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE.....	110
--	-----

FIGURA 10. 4. DISEÑO DEL TRAMO 1 DE LA ESCALERA 1	111
---	-----

FIGURA 10. 5. DISEÑO DEL TRAMO 2 DE LA ESCALERA 1	111
---	-----

FIGURA 10. 6. MURO DE ALBAÑILERÍA A DISEÑAR.....	112
--	-----

FIGURA 10. 7. ÁREAS TRIBUTARIAS DEL TABIQUE A ANALIZAR.....	114
---	-----

FIGURA 10. 8. COMBINACIÓN DE CARGAS APLICADAS EN LA VIGA DE ARRIOSTRE.....	114
--	-----

FIGURA 10. 9. DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR EN LA VIGA DE ARRIOSTRE.....	115
FIGURA 10. 10. DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA DE ARRIOSTRE	115
FIGURA 10. 11. MODELAMIENTO, DMF Y DFC DE LA COLUMNETA	116

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO 1

TABLA 1. 1. PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS	5
TABLA 1. 2. CARGAS DE GRAVEDAD UTILIZADAS EN EL DISEÑO.....	5

CAPÍTULO 2

TABLA 2. 1. CARACTERÍSTICAS DE LAS LOSAS ALIGERADAS	8
TABLA 2. 2. PROPIEDADES DE LAS COLUMNAS EN LA ESTRUCTURA.....	9

CAPÍTULO 3

TABLA 3. 1. DEFINICIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	11
TABLA 3. 2. FACTORES DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA.....	13
TABLA 3. 3. CORTANTE BASAL, CORTANTE EN PLACAS Y PORCENTAJE DE CORTANTE ASUMIDO POR LAS PLACAS.....	14
TABLA 3. 4. RIGIDEZ EN X MOVIENDO LA MASA 5% EN Y-	16
TABLA 3. 5. RIGIDEZ EN X MOVIENDO LA MASA 5% EN Y+	16
TABLA 3. 6. RIGIDEZ EN Y MOVIENDO LA MASA 5% EN X-	16
TABLA 3. 7. RIGIDEZ EN Y MOVIENDO LA MASA 5% EN X+	16
TABLA 3. 8. IRREGULARIDAD DE MASA.....	17
TABLA 3. 9. IRREGULARIDAD TORSIONAL CON RESPECTO AL EJE XX.....	18
TABLA 3. 10. IRREGULARIDAD TORSIONAL CON RESPECTO AL EJE YY	18
TABLA 3. 11. MASA EN CADA PISO, EN TODA LA ESTRUCTURA Y EL PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA.....	20
TABLA 3. 12. CORTANTE ESTÁTICO EN AMBAS DIRECCIONES	21
TABLA 3. 13. ESPECTRO DE DISEÑO.....	22
TABLA 3. 14. MODOS DE VIBRACIÓN.....	22

TABLA 3. 15. CORTANTES ESTÁTICAS, CORTANTES DINÁMICAS, CORTANTES DE DISEÑO Y FACTOR DE AMPLIFICACIÓN	23
--	----

TABLA 3. 16. VERIFICACIÓN DE DERIVAS.....	23
---	----

CAPÍTULO 4

TABLA 4. 1. VALORES DE LOS FACTORES DE REDUCCIÓN.....	25
---	----

TABLA 4. 2. ESPESOR O PERALTES MÍNIMOS PARA LOSAS MACIZAS, ALIGERADAS O VIGAS ..	30
--	----

TABLA 4. 3. VALORES DE Ξ EN EL TIEMPO	32
---	----

CAPÍTULO 5

TABLA 5. 1. ACEROS MÁXIMOS Y MÍNIMOS PARA EL ALIGERADO DE 20 CM.....	38
--	----

TABLA 5. 2. ACEROS POSITIVOS COLOCADOS EN LA VIGUETA.....	39
---	----

TABLA 5. 3. ACEROS NEGATIVOS COLOCADOS EN LA VIGUETA.....	39
---	----

TABLA 5. 4. TABLA RESUMEN DE LOS VALORES OBTENIDOS EN DISEÑO POR CORTANTE EN LA VIGUETA	44
---	----

TABLA 5. 5. ACEROS MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LA LOSA MACIZA DE 20 CM.	46
---	----

TABLA 5. 6. ESPACIAMIENTO DE LOS ACEROS SELECCIONADOS DE ACUERDO CON LA CUANTÍA MÍNIMA USADA.	48
--	----

TABLA 5. 7. VALORES DE Φ_{MN} EN LA MALLA SUPERIOR E INFERIOR Y LOS MOMENTOS ÚLTIMOS OBTENIDOS POR AMPLIFICACIÓN DE CARGAS SEGÚN LA NORMA.	48
--	----

TABLA 5. 8. ACEROS POSITIVOS COLOCADOS.....	49
---	----

TABLA 5. 9. ACEROS NEGATIVOS COLOCADOS.....	49
---	----

TABLA 5. 10. TABLA RESUMEN DE LOS VALORES OBTENIDOS EN DISEÑO POR CORTANTE.	50
--	----

CAPÍTULO 6

TABLA 6. 1. MOMENTOS ÚLTIMOS NEGATIVOS, ACEROS REQUERIDOS, ACEROS COLOCADOS Y VERIFICACIÓN DE AS MIN Y AS MAX DE LA VIGA V-1	53
--	----

TABLA 6. 2. MOMENTOS ÚLTIMOS POSITIVOS, ACEROS REQUERIDOS, ACEROS COLOCADOS Y VERIFICACIÓN DE AS MIN Y AS MAX DE LA VIGA V-1	54
--	----

TABLA 6. 3. DISEÑO POR CAPACIDAD	55
--	----

TABLA 6. 4. MOMENTOS ÚLTIMOS NEGATIVOS, ACEROS REQUERIDOS, ACEROS COLOCADOS Y VERIFICACIÓN DE AS MIN Y AS MAX DE LA VIGA V-13	64
---	----

TABLA 6. 5. MOMENTOS ÚLTIMOS POSITIVOS, ACEROS REQUERIDOS, ACEROS COLOCADOS Y VERIFICACIÓN DE AS MIN Y AS MAX DE LA VIGA V-13	64
---	----

TABLA 6. 6. DISEÑO POR CAPACIDAD	65
--	----

CAPÍTULO 7

TABLA 7. 1. METRADO DE CARGA MUERTA DE LA COLUMNA C-2.....	74
--	----

TABLA 7. 2. CARGA VIVA APLICANDO LA REDUCCIÓN ESTABLECIDA EN LA NORMA E.020.....	75
--	----

TABLA 7. 3. COMBINACIONES DE CARGA PARA EL SISMO EN LA DIRECCIÓN XX.	75
---	----

TABLA 7. 4. COMBINACIÓN DE CARGAS PARA EL SISMO EN LA DIRECCIÓN YY	76
--	----

CAPÍTULO 8

TABLA 8. 1. METRADO DE CARGA MUERTA DE LA PLACA P-1.....	82
--	----

TABLA 8. 2. CARGA VIVA APLICANDO LA REDUCCIÓN ESTABLECIDA EN LA NORMA E.020.....	82
--	----

TABLA 8. 3. COMBINACIONES DE CARGA PARA EL SISMO EN LA DIRECCIÓN XX.	82
---	----

TABLA 8. 4. COMBINACIÓN DE CARGAS PARA EL SISMO EN LA DIRECCIÓN YY.	83
--	----

CAPÍTULO 9

TABLA 9. 1. CARGA VIVA APLICANDO LA REDUCCIÓN ESTABLECIDA EN LA NORMA E.020.....	91
--	----

TABLA 9. 2. RESUMEN DE LOS METRADOS DE CARGAS MUERTAS Y VIVAS.....	91
--	----

TABLA 9. 3. RESUMEN DE CARGAS DE GRAVEDAD	92
---	----

TABLA 9. 4. RESUMEN DE LAS FUERZAS INTERNAS DE SISMO.....	92
---	----

TABLA 9. 5. CARGA VIVA DE LA COLUMNA C-5 APLICANDO LA REDUCCIÓN ESTABLECIDA EN LA NORMA E.020.....	97
--	----

TABLA 9. 6. RESUMEN DE VALORES DE CARGAS MUERTAS Y VIVAS DE LA COLUMNA C-5	97
--	----

TABLA 9. 7. CARGA VIVA DE LA PLACA PL -13 APLICANDO LA REDUCCIÓN ESTABLECIDA EN LA NORMA E.020	98
--	----

TABLA 9. 8. RESUMEN DE VALORES DE LAS CARGAS MUERTAS Y VIVAS DE LAS PLACAS PL-13	98
--	----

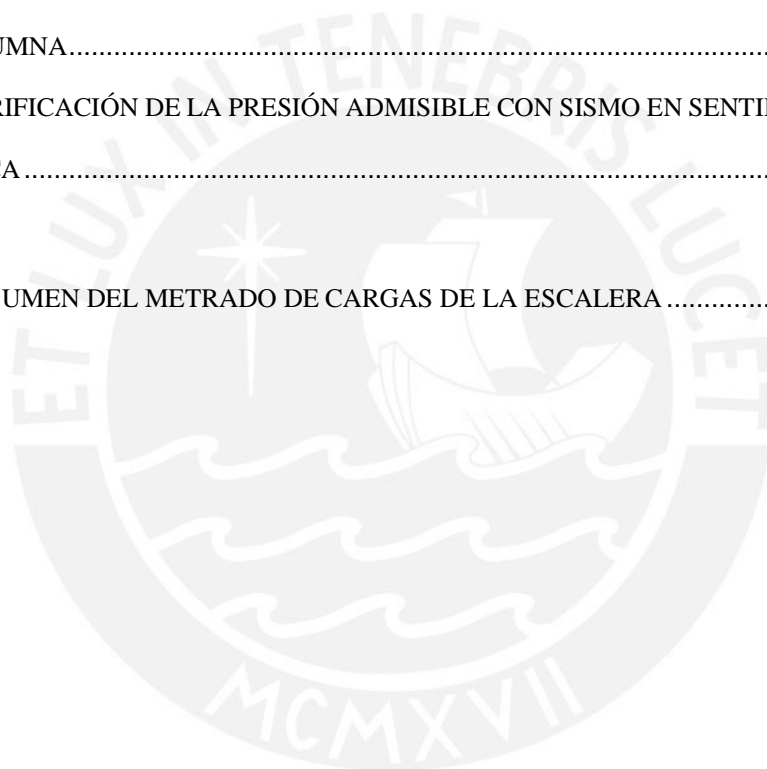
TABLA 9. 9. CARGAS DE GRAVEDAD EN LA PLACA.....	98
---	----

TABLA 9. 10. CARGAS DE GRAVEDAD EN LA COLUMNA	98
---	----

TABLA 9. 11. CARGAS DE SISMO EN LA PLACA	98
--	----

TABLA 9. 12. CARGAS DE SISMO EN LA COLUMNA	98
--	----

TABLA 9. 13. VERIFICACIÓN DE PRESIÓN ADMISIBLE PARA CARGAS DE GRAVEDAD EN LA COLUMNA.....	99
TABLA 9. 14. VERIFICACIÓN DE LA PRESIÓN ADMISIBLE PARA CARGAS DE GRAVEDAD EN LA PLACA	99
TABLA 9. 15. VERIFICACIÓN DE LA PRESIÓN ADMISIBLE CON SISMO EN SENTIDO HORARIO EN LA COLUMNA	100
TABLA 9. 16. VERIFICACIÓN DE LA PRESIÓN ADMISIBLE CON SISMO EN SENTIDO HORARIO EN LA PLACA.....	100
TABLA 9. 17. VERIFICACIÓN DE LA PRESIÓN ADMISIBLE CON SISMO EN SENTIDO ANTIHORARIO EN LA COLUMNA.....	101
TABLA 9. 18. VERIFICACIÓN DE LA PRESIÓN ADMISIBLE CON SISMO EN SENTIDO ANTIHORARIO EN LA PLACA	101
CAPÍTULO 10	
TABLA 10. 1. RESUMEN DEL METRADO DE CARGAS DE LA ESCALERA	109



Capítulo 1

Aspectos Generales

1.1. Objetivo general

El objetivo principal del proyecto es cumplir con las normas establecidas en el R.N.E. al momento de realizar el análisis sísmico y el diseño de los elementos estructurales de un edificio multifamiliar de concreto armado de 6 pisos ubicado en el distrito de Miraflores, Lima, Perú.

1.2. Arquitectura del edificio

El presente proyecto cuenta con un área construida de 329.20 m² y un frontis de 13.90 metros lineales. Asimismo, la presente edificación es de seis niveles en la que los entresijos tienen 2.75 m de altura distribuidos de la siguiente manera: el primer nivel está conformado por un pequeño jardín a la entrada del edificio, la recepción, el área de gimnasio, el hall de ingreso, diez estacionamientos para vehículos, diez estacionamientos para bicicletas, un ambiente para el depósito para residuos y un ambiente para la cisterna; además, desde el segundo hasta el sexto nivel se podrá encontrar dos departamentos simétricos por piso, un pasaje desde la salida del ascensor con acceso hacia la puerta principal de cada departamento y a la escalera de emergencia; finalmente, en el último piso se encontrarán solamente el cuarto de máquinas. Cabe señalar que los departamentos presentan un área de 151 m² conformados por cuatro dormitorios, tres baños, comedor, sala y cocina.

La arquitectura del primer nivel y de la planta típica se observan en las figuras 1.1 y 1.2.

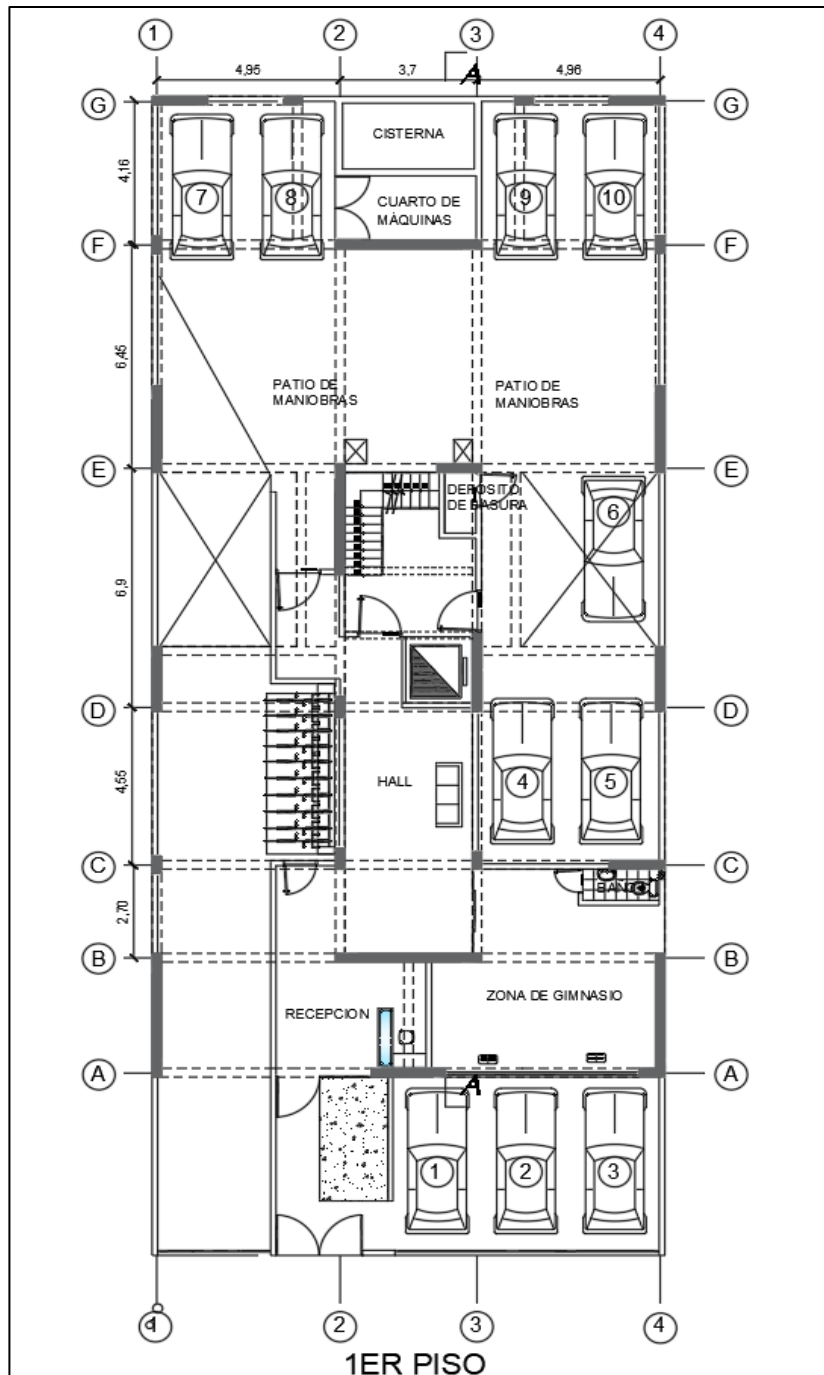


Figura 1. 1. Planta del primer piso

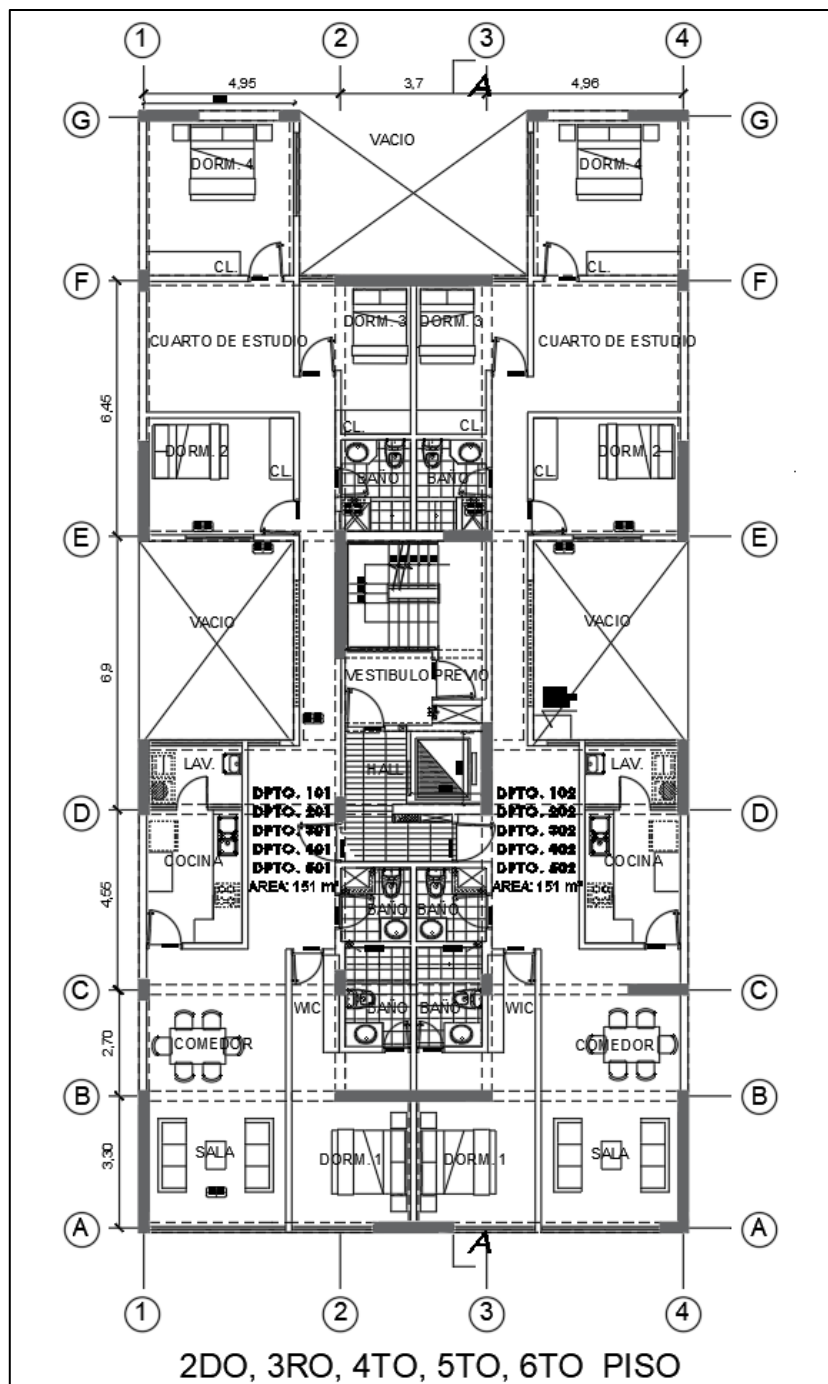


Figura 1. 2. Planta de piso típico

1.3. Normativa nacional

El Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.), es un compilado de normas que indican los requisitos mínimos con los que se debe diseñar una edificación. Las normas del R.N.E. que se utilizan en el presente proyecto son:

- Norma E.020. “Cargas” (2004)

Esta norma proporciona el valor de las cargas muertas y vivas que están presentes en una edificación peruana. Cabe señalar que los valores de estas cargas se obtienen de acuerdo con análisis estadísticos.

- Norma E.030. “Diseño Sismorresistente” (2019)

Esta norma indica los valores máximos de las derivas, los tipos de irregularidades, como obtener la cortante basal estática y dinámica, y otras restricciones que deben cumplir los edificios con el fin de que su estructura pueda soportar las cortantes sísmicas y satisfacer los daños mínimos esperados.

- Norma E.050. “Suelos y Cimentaciones” (2018)

Esta norma proporciona procedimientos para obtener el tipo de suelo, la amplificación dinámica, la profundidad de cimentación, el peso específico del estrato sobre el cual se cimentará y la presión admisible del suelo.

- Norma E.060. “Concreto Armado” (2009)

Esta norma indica las consideraciones mínimas que se deben tener en cuenta para realizar el diseño de cualquier elemento estructural incluyendo las disposiciones sísmicas presentes en el capítulo 21 de dicha norma.

- Norma E.070. “Albañilería” (2006)

La presente norma nos indica las fórmulas que se deben utilizar para el diseño de los tabiques y la máxima presión admisible que estos presentan.

1.4. Propiedades mecánicas de los materiales consideradas en el diseño

Los principales materiales utilizados en el proyecto son el acero y el concreto. El acero utilizado es el Acero ASTM A615-Grado60 y el concreto de 210 kg/cm² de resistencia la compresión. La tabla 1.1 muestra el resumen de las propiedades mecánicas de los principales materiales utilizados en el diseño.

Tabla 1. 1. Propiedades de los elementos

	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	Resistencia a la compresión f'c (kg/cm ²)	Esfuerzo de fluencia Fy (kg/cm ²)
Concreto	217,370.00	210	-
Acero ASTM A615 - Grado 60	2,000,000.00	-	4200

1.5. Cargas de gravedad utilizadas

El presente tipo de cargas actúan durante toda la vida útil de la estructura, por lo que se debe tener cuidado especial al momento de metrarlas. Dentro de este tipo de cargas se pueden encontrar al peso propio, cargas muertas y cargas vivas.

El presente proyecto de construcción está destinado a ser una vivienda multifamiliar, por lo que en la tabla 1.2 se observa un resumen de los pesos unitarios de los elementos presentes en la edificación.

Tabla 1. 2. Cargas de gravedad utilizadas en el diseño

TIPOS DE OCUPACIÓN O MATERIALES	PESOS UNITARIOS DE LAS CARGAS (kgf/m ²)	PESOS UNITARIOS DE LAS CARGAS (kgf/m ³)
Viviendas, corredores y escaleras	200	-
Azotea	100	-
Concreto Armado	-	2400
Unidades de albañilería de arcilla cocida	-	1800
Aligerado convencional (h=20cm)	300	-
Losa maciza (h=20cm)	480	-
Piso terminado	100	-

Capítulo 2

Estructuración y Predimensionamiento

2.1. Generalidades

La estructuración es uno de los procesos más importantes del diseño ya que define los elementos estructurales a utilizar y los distribuye de forma óptima en el plano con el fin de construir una estructura capaz de soportar las cargas a las que será sometido en toda su vida útil. Cabe resaltar que los edificios son diseñados en función a su categoría y factor de uso obtenidos de la norma E.030 (2009).

Por otra parte, el predimensionamiento es la estimación de las medidas de las dimensiones de elementos estructurales a usar en el proyecto. El documento guía para el presente capítulo será el libro “Estructuración y Diseño de Concreto Armado” perteneciente al ingeniero Antonio Blanco Blasco (1994).

2.2. Criterios de Estructuración

Predecir la respuesta estructural de los edificios frente a las fuerzas sísmicas suele ser muy compleja, esto se debe a varios factores como: el proceso constructivo, la calidad de los materiales utilizados, la mano de obra inadecuada, entre otros. En este sentido, resulta necesario que la estructuración se plantee de una manera simple para que la idealización sea lo más realista y simétrica posible con el fin de evitar daños, principalmente, debido a la torsión.

Asimismo, los elementos estructurales utilizados deben poseer una resistencia ideal con el fin de soportar las cargas para las que son diseñadas, una rigidez adecuada para transferir las cargas desde las losas hasta el suelo, en cuanto a cargas de gravedad nos referimos, y desde las losas hasta las placas o pórticos, en caso de las cargas sísmicas. Finalmente, las estructuras deben poseer una ductilidad apropiada, es decir, deben ser capaces de deformarse hasta el rango inelástico ya que una estructura totalmente rígida no es segura al presentar una alta probabilidad de falla frágil. Los criterios mencionados no solo deben funcionar para los elementos

estructurales en forma individual, sino también, para la estructura en conjunto. La estructuración utilizada en el presente proyecto se observa en la figura 2.1

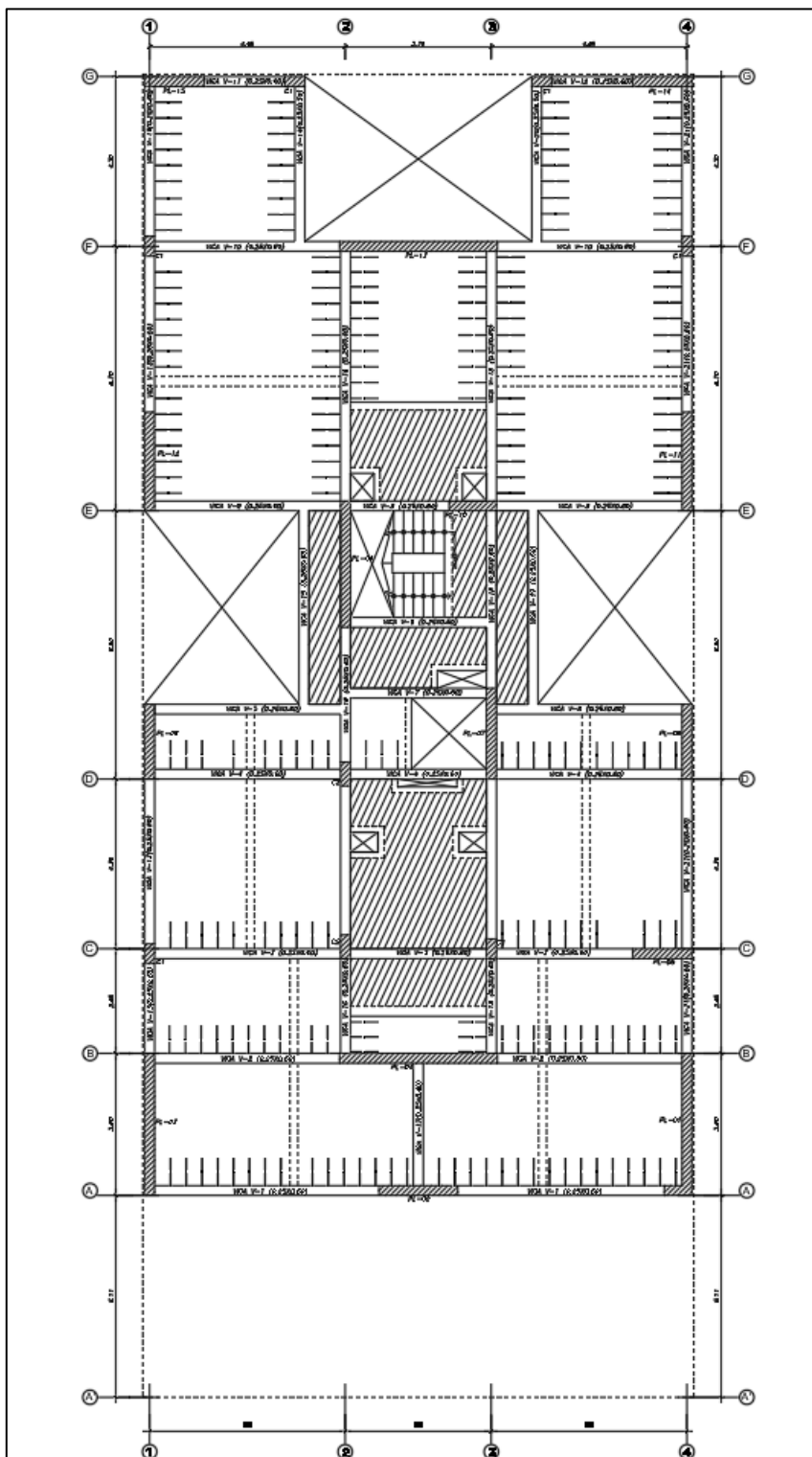


Figura 2. 1. Estructuración utilizada en el proyecto

2.3. Predimensionamiento de losas aligeradas

La luz libre de cada paño será la longitud básica para predimensionar la losas. En la tabla 2.1 se observa las diferentes luces libres y los espesores utilizados.

Tabla 2. 1. Características de las losas aligeradas

Espesor del aligerado (cm)	Espesor del ladrillo de techo (cm)	Longitud de la luz libre
17	12	Menores a 4m
20	15	entre 4 y 5.m
25	20	entre 5 y 6.5m
30	25	entre 6 y 7.5m

El proyecto, presenta como máximo una luz libre de 4.71 m en losas aligeradas, por lo tanto, se eligió un espesor de 20 cm de losa. Cabe resaltar que, según la norma E.020 (2004), los datos de la tabla 2.1 solo se recomiendan para edificios cuyas sobrecargas son menores a 300 y 350 kg/m², entonces, la presente edificación, al ser diseñada como vivienda, tiene una sobrecarga de 200 kg/m² por lo que es posible utilizar dicha tabla para el dimensionamiento.

Las viguetas utilizadas en la losa aligerada son las típicamente conocidas, como ya se mencionó, con una altura de 20 cm.

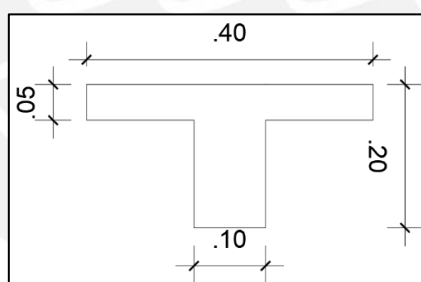


Figura 2. 2. Vigueta típica

2.4. Predimensionamiento de las losas macizas

En el presente proyecto, dichas losas son de dos direcciones. De acuerdo con Blanco (1996), para realizar el predimensionamiento, el peralte de estos elementos se calcula realizando la suma perimetral del paño para luego dividirlo entre 180.

$$h = \frac{\sum(\text{lados del paño})}{180}$$

Asimismo, se analizó el paño de la losa más crítico, el cual tuvo un perímetro de 24.2 m.

$$h = \frac{24.2}{180} = 0.13 \text{ cm}$$

Lo ideal sería utilizar un peralte de 15 cm, sin embargo, con el fin de uniformizar los peraltes, con las losas aligeradas, se utilizó 20 cm.

2.5. Predimensionamiento de las vigas

Estos elementos estructurales toman como característica principal la luz libre. Con dicho dato, se toma un peralte de un onceavo de la luz libre y un ancho de 0.4 veces la altura de la viga. La viga más crítica del presente proyecto tiene una luz libre de 5.68 m, es por lo que el dimensionamiento se realizará de la siguiente manera:

$$h = \frac{5.68}{11} = 0.51 = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 0.60 * 0.4 = 0.25\text{m}$$

2.6. Predimensionamiento de columnas:

El predimensionamiento de estos elementos tomo como guía, al igual que los anteriores elementos, el libro perteneciente al ingeniero Blanco. Para calcular el área de cada columna se desarrolló la siguiente fórmula.

2.6.1. Columnas centrales

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 * f'c}$$

2.6.2. Columnas esquineras

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 * f'c}$$

El resumen de la sección de las columnas calculadas a partir de las fórmulas se muestra en la tabla 2.2.

Tabla 2. 2. Propiedades de las columnas en la estructura

RESUMEN DEL PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS COLUMNAS			
COLUMNAS - UBICACIÓN	AREA TRIBUTARIA (m2)	Tipo	Dimensiones (cmxcm)
COLUMNA C1 - EJE 1 y EJE C	9.77	Esquinera	25x50
COLUMNA C2 - EJE 2 y EJE C	16.02	Central	25x60
COLUMNA C3 - EJE 3 y EJE C	13.23	Central	25x50
COLUMNA C4 - EJE 2 y EJE D	17.43	Central	25X60
COLUMNA C5 - EJE 1 y EJE F	11.22	Esquinera	25X50
COLUMNA C6 - EJE 4 y EJE F	11.38	Esquinera	25X50
COLUMNA C7 - EJE 2 y EJE G	3.35	Esquinera	25X50
COLUMNA C8 - EJE 3 y EJE G	3.35	Esquinera	25X50

2.7. Predimensionamiento de muros estructurales

Estos elementos estructurales son los responsables en tomar el mayor porcentaje de las fuerzas sísmicas. Por ello, la cortante estática será necesaria para predimensionar estos elementos.

Cortante Estático

La obtención de los factores necesarios para obtener la cortante estática se detallará en el capítulo 3 del presente trabajo.

$$V = \frac{ZUCS}{R} * \text{Peso sísmico} = \frac{0.45 * 1 * 2.5 * 1}{6} * 2153.28 = 403.74$$

Con la cortante estática obtenida procedemos a calcular el predimensionamiento de las placas para un espesor de 20 cm. Este proceso se realizó igualando el ϕV_c de las placas con la cortante estática obtenida anteriormente.

$$\phi V_c = V_{estático}$$

$$0.85 * 0.53 * 0.25 \text{ m} * l * \sqrt{210} = 403.74 \text{ tn}$$

$$l = \frac{403.74}{0.85 * 0.53 * 0.20 \text{ m} * \sqrt{210}} = 30.92 \text{ m}$$

Entonces, la presente estructuración requerirá 30.92 m lineales de placa de 20 cm de espesor. La estructuración presentada en la figura 2.1 cuenta con 37.70 m de longitud lineal de muros de corte, esto indica que se está sobrepasando lo predimensionado, sin embargo, este valor se deberá comprobar con el análisis sísmico del capítulo 3 del presente trabajo.

Capítulo 3

Análisis Sísmico

Toda edificación construida sobre el territorio peruano debe contar con un análisis sísmico realizado por profesionales capacitados, este análisis permite evaluar la respuesta del edificio frente a las solicitaciones sísmicas obtenidas de la norma E.030 “Diseño sismorresistente” (2018).

3.1. Modelo de la edificación

El software ETABS será el programa utilizado para realizar el modelado de la estructura. Un correcto modelado del edificio es el paso más importante para realizar el análisis y diseño. Por ello, se debe prestar mucha atención al momento de definir los materiales, secciones y cargas. Asimismo, se debe realizar un modelo simple, sin muchas especificaciones, para evitar sobrecargar el software pudiendo originar errores. La tabla 3.1 muestra cómo se definieron los elementos estructurales en el ETABS.

Tabla 3. 1. Definición de elementos estructurales

Elementos Estructurales	Modelado
Vigas	Frame
Columnas	Frame
Losas	Slab / Membrane
Muros	Wall

Además, se consideran otras características fundamentales para el modelo tales como: la asignación de 3 grados de libertad a cada diafragma rígido, empotrar la base tanto de las columnas como las placas y asignar manualmente el peso de las losas, piso terminado y peso de los tabiques. El modelado final del proyecto en el ETABS se observa en la figura 3.1.

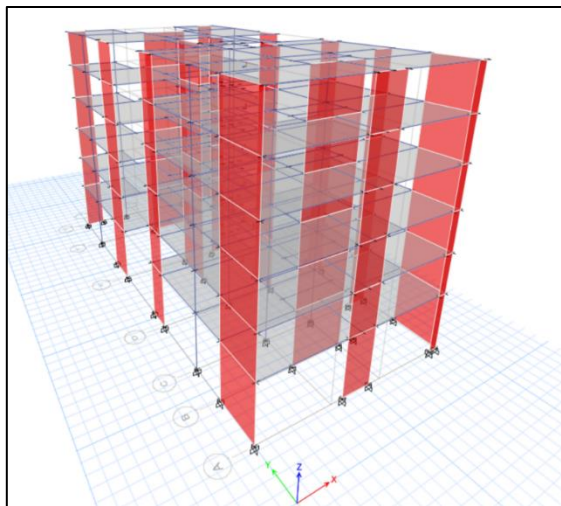


Figura 3. 1. Modelo final del proyecto en el software ETABS

3.2. Parámetro sísmico

3.2.1. Factor de Zona

Se define como un 10% de probabilidad de exceder la aceleración máxima horizontal en un suelo rígido durante un periodo de 50 años. La norma E.030 define cuatro tipos de zonas. El presente proyecto, al estar ubicado en el distrito de Miraflores, pertenece a la Zona 4; por ello, se tiene: $Z = 0.45g$

3.2.2. Condiciones geotécnicas

Los perfiles de suelo que reconoce la norma E.030 reconoce son cinco: roca dura, roca o suelos muy rígidos, suelos intermedios, suelos blandos y suelos de condiciones excepcionales, los cuales se representan mediante: S_0 , S_1 , S_2 , S_3 y S_4 .

El E.M.S. realizado para el proyecto “Mejoramiento Vial Balta, malecón 28 de julio y malecón Balta”, el perfil de dicho proyecto fue: $S = S_1$, por lo tanto, la presente edificación tomó el valor mencionado ya que ambos proyectos se encuentran en el mismo distrito.

3.2.3. Parámetros de sitio (S , T_p y T_L)

Según esta norma, al presentar un tipo de suelo “ S_1 ” y estar en una zona “ Z_4 ”, el factor de suelo es $S = 1$.

Por otro lado, los valores de T_I y T_p serán utilizados al momento de calcular la amplificación dinámica “C”. Estos valores se obtienen con el perfil del suelo. La edificación, al estar ubicada sobre un perfil S1, presenta el valor de T_p igual a 0.4 segundos y T_I igual a 2.5 segundos.

3.2.4. Factor de amplificación sísmica “C”.

Representa la amplificación de la aceleración de la estructura respecto a la del suelo. Las siguientes ecuaciones son utilizadas para definir el valor de “C”.

$$\begin{aligned}
 T < T_p & \quad C = 2.5 \\
 T_p < T < T_L & \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) \\
 T > T_L & \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right)
 \end{aligned}$$

Estos valores dependen del periodo del edificio en ambas direcciones. El modelado de la edificación desarrollado en el ETABS facilita dichos valores. El resumen de los periodos y sus respectivas amplificaciones dinámicas en ambas direcciones se muestran en la tabla 3.2.

Tabla 3. 2. Factores de amplificación sísmica

Dirección	Periodo	C
XX	0.463	2.1598
YY	0.342	2.5000

3.3. Categoría y sistema estructural

3.3.1. Categoría y factor de uso.

El presente proyecto, al ser una estructura cuyo principal uso será el de vivienda estará dentro de la categoría de edificaciones comunes; por ello, el factor que la norma le asigna a esta estructura es de: $U = 1$.

3.3.2. Sistemas estructurales.

La presente edificación es de concreto armado, este tipo de estructuras cuenta con cuatro sistemas estructurales. Al tomar las placas más del 70% de la fuerza cortante total de la estructura, el sistema estructural será de muros estructurales. La magnitud de las cortantes que toman las placas se muestra en la tabla 3.3.

Tabla 3. 3. Cortante basal, cortante en placas y porcentaje de cortante asumido por las placas

VERIFICACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL				
	CORTANTE PLACAS	CORTANTE BASE	%Asumido por las placas	Tipo de estructura
SISXXMY+	207.414	212.737	97%	MUROS ESTRUCTURALES
SISXXMY-	208.3874	212.744	98%	MUROS ESTRUCTURALES
SISYYMX+	237.9069	247.315	96%	MUROS ESTRUCTURALES
SISYYMX-	262.7318	273.7915	96%	MUROS ESTRUCTURALES

Para dicho sistema estructural, se toma como coeficiente básico de reducción el valor de $R_o = 6$.

3.4. Análisis de irregularidades en planta y altura

Existen dos tipos de irregularidades: irregularidad en altura e irregularidad en planta. Para analizar estas irregularidades se considera la estructuración utilizada en el modelamiento y cuatro tipos de análisis que se generan debido a la excentricidad accidental que indica el artículo 4.6.5 de la norma E.030 (2018).

3.4.1. Irregularidad en altura.

3.4.1.1. Irregularidad de rigidez – piso blando.

Según la norma E.030 (2018) existe esta irregularidad si la rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso superior o es menor al 80% del promedio de las rigideces de los tres pisos superiores. En el presente proyecto se analiza ambos casos cuando la dirección del análisis es en el eje “X” y moviendo 5% de la masa en “Y-”.

$$\text{Rigidez del piso 1} = 130429.768 \text{ tn/m} \quad \text{Rigidez del piso 4} = 49180.759 \text{ tn/m}$$

$$\text{Rigidez del piso 2} = 82369.374 \text{ tn/m} \quad \text{Rigidez del piso 5} = 37315.776 \text{ tn/m}$$

$$\text{Rigidez del piso 3} = 61865.301 \text{ tn/m} \quad \text{Rigidez del piso 6} = 19892.088 \text{ tn/m}$$

Caso 1: Cuando la rigidez lateral es menor que el 70 % del entrepiso de arriba.

Para el piso 1 y 2 tenemos:

$$\frac{\text{Rigidez del piso 1}}{\text{Rigidez del piso 2}} = \frac{130429.768 \text{ tn/m}}{82369.374 \text{ tn/m}} = 1.583 > 0.7 \text{ ok}$$

Para el piso 2 y 3 tenemos:

$$\frac{\text{Rigidez del piso 2}}{\text{Rigidez del piso 3}} = \frac{82369.374 \text{ tn/m}}{61865.301 \text{ tn/m}} = 1.331 > 0.7 \text{ ok}$$

Para el piso 3 y 4 tenemos:

$$\frac{\text{Rigidez del piso 3}}{\text{Rigidez del piso 4}} = \frac{61865.301 \text{ tn/m}}{49180.759 \text{ tn/m}} = 1.258 > 0.7 \text{ ok}$$

Para el piso 4 y 5 tenemos:

$$\frac{\text{Rigidez del piso 4}}{\text{Rigidez del piso 5}} = \frac{49180.759 \text{ tn/m}}{37315.776 \text{ tn/m}} = 1.318 > 0.7 \text{ ok}$$

Para el piso 5 y 6 tenemos:

$$\frac{\text{Rigidez del piso 5}}{\text{Rigidez del piso 6}} = \frac{37315.776 \text{ tn/m}}{19892.088 \text{ tn/m}} = 1.876 > 0.7 \text{ ok}$$

Caso 2: Cuando la rigidez lateral es menor que el 80 % del promedio de 3 entrepisos superiores.

Para el piso 1 y el promedio de los pisos 2, 3 y 4 tenemos:

$$\frac{\text{Rigidez del piso 1}}{\text{Promedio de rigidez de pisos 2, 3 y 4}} = \frac{130429.768 \text{ tn/m}}{64471.658 \text{ tn/m}} = 2.023 > 0.8 \text{ ok}$$

Para el piso 2 y el promedio de los pisos 3, 4 y 5 tenemos:

$$\frac{\text{Rigidez del piso 2}}{\text{Promedio de rigidez de pisos 3, 4 y 5}} = \frac{82369.374 \text{ tn/m}}{49453.792 \text{ tn/m}} = 1.666 > 0.8 \text{ ok}$$

Para el piso 3 y el promedio de los pisos 4, 5 y 6 tenemos:

$$\frac{\text{Rigidez del piso 3}}{\text{Promedio de rigidez de pisos 4, 5 y 6}} = \frac{61865.301 \text{ tn/m}}{35462.722 \text{ tn/m}} = 1.745 > 0.8 \text{ ok}$$

Las tablas 3.4, 3.5, 3.6 y 3.7 muestran los valores de los cuatro tipos de análisis restantes.

Como se observa, no existe irregularidad de rigidez.

Tabla 3. 4. Rigidez en X moviendo la masa 5% en Y-

RIGIDEZ EN XX MOVIENDO EL CENTRO DE MASA 5% EN Y-						
Pisos	Derivas	Rigidez X	ENTREPISO INMEDIATO SUPERIOR		PROMEDIO DE LOS TRES NIVELES SUPERIORES	
		tonf/m				
Piso 6	DERXXMY-	19892.088	0.7		0.8	
Piso 5	DERXXMY-	37315.776	1.876	NO EXISTE PISO BLANDO		
Piso 4	DERXXMY-	49180.759	1.318	NO EXISTE PISO BLANDO		
Piso 3	DERXXMY-	61865.301	1.258	NO EXISTE PISO BLANDO	1.745	NO EXISTE PISO BLANDO
Piso 2	DERXXMY-	82369.374	1.331	NO EXISTE PISO BLANDO	1.666	NO EXISTE PISO BLANDO
Piso 1	DERXXMY-	130429.768	1.583	NO EXISTE PISO BLANDO	2.023	NO EXISTE PISO BLANDO

Tabla 3. 5. Rigidez en X moviendo la masa 5% en Y+

RIGIDEZ EN XX MOVIENDO EL C.M. 5% EN Y+						
Pisos	Derivas	Rigidez X	ENTREPISO INMEDIATO SUPERIOR		PROMEDIO DE LOS TRES NIVELES SUPERIORES	
		tonf/m				
Piso 6	DERXXMY+	19367.053	0.7		0.8	
Piso 5	DERXXMY+	36431.135	1.881	NO EXISTE PISO BLANDO		
Piso 4	DERXXMY+	48070.338	1.319	NO EXISTE PISO BLANDO		
Piso 3	DERXXMY+	60683.586	1.262	NO EXISTE PISO BLANDO	1.753	NO EXISTE PISO BLANDO
Piso 2	DERXXMY+	81111.289	1.337	NO EXISTE PISO BLANDO	1.676	NO EXISTE PISO BLANDO
Piso 1	DERXXMY+	128696.444	1.587	NO EXISTE PISO BLANDO	2.033	NO EXISTE PISO BLANDO

Tabla 3. 6. Rigidez en Y moviendo la masa 5% en X-

RIGIDEZ EN YY MOVIENDO EL C.M. 5% X-						
Pisos	Derivas	Rigidez Y	ENTREPISO INMEDIATO SUPERIOR		PROMEDIO DE LOS TRES NIVELES SUPERIORES	
		tonf/m				
Piso 6	DERYYMX-	289.3172	0.7		0.8	
Piso 5	DERYYMX-	614.8874	2.125	NO EXISTE PISO BLANDO		
Piso 4	DERYYMX-	858.4957	1.396	NO EXISTE PISO BLANDO		
Piso 3	DERYYMX-	1039.9356	1.211	NO EXISTE PISO BLANDO	1.770	NO EXISTE PISO BLANDO
Piso 2	DERYYMX-	1164.4578	1.120	NO EXISTE PISO BLANDO	1.390	NO EXISTE PISO BLANDO
Piso 1	DERYYMX-	1231.3176	1.057	NO EXISTE PISO BLANDO	1.206	NO EXISTE PISO BLANDO

Tabla 3. 7. Rigidez en Y moviendo la masa 5% en X+

RIGIDEZ EN YY MOVIENDO EL C.M. 5% X+						
Pisos	Derivas	Rigidez Y	ENTREPISO INMEDIATO SUPERIOR		PROMEDIO DE LOS TRES NIVELES SUPERIORES	
		tonf/m				
Piso 6	DERYYMX+	267.6445	0.7		0.8	
Piso 5	DERYYMX+	557.9923	2.085	NO EXISTE PISO BLANDO		
Piso 4	DERYYMX+	772.3462	1.384	NO EXISTE PISO BLANDO		
Piso 3	DERYYMX+	933.7867	1.209	NO EXISTE PISO BLANDO	1.753	NO EXISTE PISO BLANDO
Piso 2	DERYYMX+	1048.0736	1.122	NO EXISTE PISO BLANDO	1.389	NO EXISTE PISO BLANDO
Piso 1	DERYYMX+	1112.2453	1.061	NO EXISTE PISO BLANDO	1.212	NO EXISTE PISO BLANDO

3.4.1.2. Irregularidad de masa.

Existirá si la masa del nivel supera en 150% a alguno adyacente. En la tabla 3.13 se muestran las masas en cada piso y la relación de cada entrepiso.

Tabla 3. 8. Irregularidad de masa

Pisos	Diafragma	Masa	Relación de masas entre 2 niveles superior e inferior	
		tonf-s ² /m		
Piso 6	D1	24.37053	1.5	0.63
Piso 5	D1	38.72896	1.59	1.00
Piso 4	D1	38.72896	1.00	1.00
Piso 3	D1	38.72896	1.00	1.00
Piso 2	D1	38.72896	1.00	0.96
Piso 1	D1	40.21204	1.04	

Como se observa, existe una relación superior al 150 % entre los pisos 5 y 6; sin embargo, este criterio no se debe analizar en sótanos y azoteas. Por lo tanto, no existe irregularidad de masa.

3.4.1.3. Irregularidad geométrica vertical.

Debido a que el edificio es continuo verticalmente hasta el último nivel, no existe la presente irregularidad.

3.4.1.4. Discontinuidad en los sistemas resistentes.

No existe este tipo de irregularidad porque ningún elemento resistente a fuerzas cortantes sufrió de alguna disminución de sus dimensiones.

3.4.2. Irregularidad en planta.

3.4.2.1. Irregularidad torsional.

La norma E.030 (2018) establece que, cuando la deriva máxima excede 1.3 veces a la deriva promedio, existe irregularidad torsional. Cabe señalar que si esta deriva excede en 1.5 veces se llegaría a una irregularidad torsional extrema. Para este caso se analiza las derivas en la dirección X cuando se mueve la masa 5% en Y+ y Y-.

Para el piso 1 se tiene:

Máxima deriva cuando Y-	:	0.008926	
Promedio de derivas cuando Y-	:	0.007336	
Ratio de deriva	:	0.008926/0.007336	= 1.217
Máxima deriva cuando Y+	:	0.008858	

Promedio de derivas cuando Y+ : 0.007434

Ratio de deriva : $0.008858/0.007434 = 1.192$

Para el resto de los pisos se realiza el mismo análisis en ambas direcciones con el fin de obtener los valores de torsión. Las tablas 3.14 y 3.15 muestran que ningún valor supera al 1.3 que indica la norma para que sean consideradas estructuras irregulares.

Tabla 3. 9. Irregularidad Torsional con respecto al eje XX

Piso	Caso	Dirección	Deriva Max	Deriva prom	Ratio	Verificación	
Story6	DERXXMY+	X	0.015482	0.012591	1.23	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story6	DERXXMY-	X	0.014297	0.012217	1.17	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story5	DERXXMY+	X	0.01631	0.01339	1.218	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story5	DERXXMY-	X	0.015453	0.013057	1.183	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story4	DERXXMY+	X	0.016537	0.013692	1.208	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story4	DERXXMY-	X	0.016041	0.013414	1.196	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story3	DERXXMY+	X	0.015604	0.013027	1.198	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story3	DERXXMY-	X	0.015483	0.012821	1.208	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story2	DERXXMY+	X	0.013133	0.011015	1.192	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story2	DERXXMY-	X	0.013202	0.010867	1.215	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story1	DERXXMY+	X	0.008858	0.007434	1.192	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story1	DERXXMY-	X	0.008926	0.007336	1.217	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA

Tabla 3. 10. Irregularidad Torsional con respecto al eje YY

Piso	Caso	Dirección	Deriva Max	Deriva prom	Ratio	Verificación	
Story6	DERYYMX+	Y	0.010184	0.008664	1.175	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story6	DERYYMX-	Y	0.009326	0.009021	1.034	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story5	DERYYMX+	Y	0.010998	0.009432	1.166	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story5	DERYYMX-	Y	0.010261	0.009876	1.039	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story4	DERYYMX+	Y	0.011488	0.009944	1.155	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story4	DERYYMX-	Y	0.010944	0.010478	1.045	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story3	DERYYMX+	Y	0.011141	0.009728	1.145	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story3	DERYYMX-	Y	0.010819	0.010306	1.05	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story2	DERYYMX+	Y	0.009528	0.008388	1.136	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story2	DERYYMX-	Y	0.009421	0.008924	1.056	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story1	DERYYMX+	Y	0.00651	0.00577	1.128	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
Story1	DERYYMX-	Y	0.006528	0.006159	1.06	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA

3.4.2.2. Irregularidad por esquinas entrantes.

Para este análisis se requieren las dimensiones de las aberturas del plano en planta de la estructuración del edificio. Existirá irregularidad por esquina si las longitudes entrantes son mayores al 20% del total en ambos sentidos. La figura 3.3 muestra la longitud de las aberturas y la longitud total de cada lado del plano en planta de la estructura.

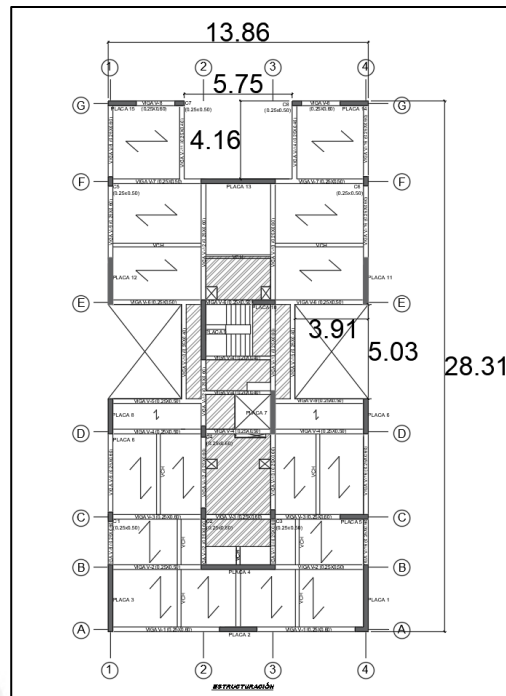


Figura 3. 2. Longitudes para comprobar irregularidades

Primero, se comprueba la esquina entrante de la zona superior del plano en planta. Se observa que 5.75 sí es mayor al 20% de 13.6, pero 4.16 no es mayor al 20% de 28.31. Por lo tanto, dicha esquina entrante no genera irregularidad. Luego, se comprueba la esquina entrante de la zona media del plano en planta. Se observa que 3.91 es mayor al 20% de 13.6, pero 5.03 no es mayor al 20% de 28.31.

Entonces, por los valores mencionados, se concluye que las esquinas entrantes presentes en la estructura no generan irregularidad.

3.4.2.3. Discontinuidad del diafragma.

Esta discontinuidad ocurre cuando las losas presentan aberturas mayores al 50% de su área y cuando se tiene una sección transversal de losa con un área resistente menor que el 25% del área de la sección transversal total. La figura 3.3 muestra que no existe dicha irregularidad.

3.4.2.4. Sistemas no paralelos.

Esta irregularidad ocurre cuando los elementos resistentes a las fuerzas sísmicas no son paralelos. Como se observa en la figura 3.3, esto no ocurre en el edificio.

Finalmente, como se observa en el análisis de irregularidades realizado, no se tiene ninguna irregularidad en altura I_a ni tampoco en planta I_p . Finalmente, los factores de irregularidad son los siguientes:

$$I_a = 1$$

$$I_p = 1$$

3.5. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas “R”

El presente valor se determina en base a la ecuación establecida en el artículo 3.8 de la norma E.030 (2018). Por ello, el valor del coeficiente de reducción es el siguiente.

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

3.6. Procedimientos de análisis sísmico

3.6.1. Análisis estático.

La norma E.030 (2018) define a este análisis como la representación de solicitaciones sísmicas mediante la aplicación de fuerzas laterales en el centro de masa de cada nivel del edificio. El cortante basal estático se calcula con la siguiente ecuación.

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

Los valores de Z, U, C, S, y R se obtuvieron líneas arriba, por otro lado, el peso de todo el edificio se obtuvo del software ETABS.

Las tablas 3.11 y 3.12 muestran un resumen de los valores de masa, peso y todos los valores requeridos para obtener la cortante basal estática.

Tabla 3. 11. Masa en cada piso, en toda la estructura y el peso total de la estructura

Pisos	Diafragma	Masa	PESO
		tonf-s ² /m	tonf
Piso 6	D1	24.37053	2345.325
Piso 5	D1	38.72896	3727.124
Piso 4	D1	38.72896	3727.124
Piso 3	D1	38.72896	3727.124
Piso 2	D1	38.72896	3727.124
Piso 1	D1	40.21204	3869.850
PESO TOTAL			21123.671

Tabla 3. 12. Cortante estático en ambas direcciones

	X-X	Y-Y
Z	0.45	0.45
U	1.00	1.00
S	1.00	1.00
Ro	6	6
Ia	1	1
Ip	1	1
R	6	6
T	0.559	0.451
C	1.79	2.22
ZUCS/R	0.13425	0.1665
Peso (tonf)	2153.279	2153.279
Vbasal (tonf)	289.08	358.52

La cortante basal en el eje XX fue de 289.08 toneladas y en el eje YY 358.52 toneladas. Esto se muestra en la tabla 3.12.

3.6.2. Análisis dinámico modal espectral.

3.6.2.1. Aceleración espectral y modos de vibración

La norma E.030 (2018) indica que la aceleración espectral se define con la siguiente ecuación:

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

El valor de amplificación dinámica “C” es una variable que ingresará con el espectro de aceleración para el factor de suelo “S1”.

Tabla 3. 13. Espectro de diseño

T	C	Sa	T	C	Sa	T	C	Sa
0	2.50	1.839	1.7	0.59	0.433	3.35	0.22	0.164
0.05	2.50	1.839	1.75	0.57	0.420	3.4	0.22	0.159
0.1	2.50	1.839	1.8	0.56	0.409	3.45	0.21	0.155
0.15	2.50	1.839	1.85	0.54	0.398	3.5	0.20	0.150
0.2	2.50	1.839	1.9	0.53	0.387	3.55	0.20	0.146
0.25	2.50	1.839	1.95	0.51	0.377	3.6	0.19	0.142
0.3	2.50	1.839	2	0.50	0.368	3.65	0.19	0.138
0.35	2.50	1.839	2.05	0.49	0.359	3.7	0.18	0.134
0.4	2.50	1.839	2.1	0.48	0.350	3.75	0.18	0.131
0.45	2.22	1.635	2.15	0.47	0.342	3.8	0.17	0.127
0.5	2.00	1.472	2.2	0.45	0.334	3.85	0.17	0.124
0.55	1.82	1.338	2.25	0.44	0.327	3.9	0.16	0.121
0.6	1.67	1.226	2.3	0.43	0.320	3.95	0.16	0.118
0.65	1.54	1.132	2.35	0.43	0.313	4	0.16	0.115
0.7	1.43	1.051	2.4	0.42	0.307	4.05	0.15	0.112
0.75	1.33	0.981	2.45	0.41	0.300	4.1	0.15	0.109
0.8	1.25	0.920	2.5	0.40	0.294	4.15	0.15	0.107
0.85	1.18	0.866	2.55	0.38	0.283	4.2	0.14	0.104
0.9	1.11	0.818	2.6	0.37	0.272	4.25	0.14	0.102
0.95	1.05	0.774	2.65	0.36	0.262	4.3	0.14	0.099
1	1.00	0.736	2.7	0.34	0.252	4.35	0.13	0.097
1.05	0.95	0.701	2.75	0.33	0.243	4.4	0.13	0.095
1.1	0.91	0.669	2.8	0.32	0.235	4.45	0.13	0.093
1.15	0.87	0.640	2.85	0.31	0.226	4.5	0.12	0.091
1.2	0.83	0.613	2.9	0.30	0.219	4.55	0.12	0.089
1.25	0.80	0.589	2.95	0.29	0.211	4.6	0.12	0.087
1.3	0.77	0.566	3	0.28	0.204	4.65	0.12	0.085
1.35	0.74	0.545	3.05	0.27	0.198	4.7	0.11	0.083
1.4	0.71	0.526	3.1	0.26	0.191	4.75	0.11	0.082
1.45	0.69	0.507	3.15	0.25	0.185	4.8	0.11	0.080
1.5	0.67	0.491	3.2	0.24	0.180	4.85	0.11	0.078
1.55	0.65	0.475	3.2	0.24	0.180	4.9	0.10	0.077
1.6	0.63	0.460	3.25	0.24	0.174	4.95	0.10	0.075
1.65	0.61	0.446	3.3	0.23	0.169	5	0.10	0.074

Los modos de vibración de la estructura se muestran en la tabla 3.13.

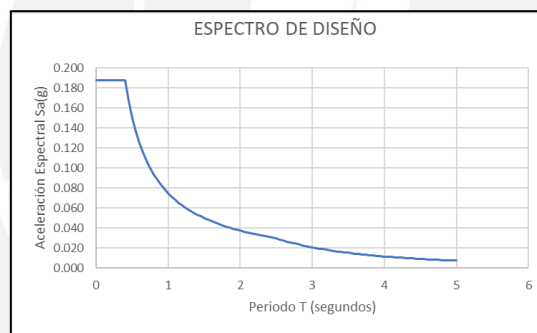


Figura 3. 3. Espectro de Diseño

La tabla 3.14 nos muestra los modos de vibración del presente proyecto

Tabla 3. 14 Modos de vibración

Case	Modo	Periodo (s)	% Masa Participativa en X	% Masa Participativa en Y	% Masa Participativa Rotacional
Modal	1	0.567	0.7472	0.0032	0.0003
Modal	2	0.456	0.0027	0.7242	0.0291
Modal	3	0.411	0.0008	0.0307	0.7208
Modal	4	0.133	0.1686	0.0006	0.0003
Modal	5	0.11	0.0006	0.1617	0.0002
Modal	6	0.097	0.0010	0.0000	0.1698
Modal	7	0.056	0.0503	0.0002	0.0003
Modal	8	0.047	0.0001	0.0510	0.0000
Modal	9	0.041	0.0001	0.0000	0.0503
Modal	10	0.032	0.0187	0.0000	0.0001
Modal	11	0.027	0.0000	0.0192	0.0000
Modal	12	0.024	0.0000	0.0000	0.0189
Modal	13	0.022	0.0074	0.0000	0.0000
Modal	14	0.019	0.0000	0.0072	0.0000
Modal	15	0.017	0.0024	0.0000	0.0000
Modal	16	0.016	0.0000	0.0000	0.0074
Modal	17	0.015	0.0000	0.0019	0.0000
Modal	18	0.013	0.0000	0.0000	0.0023

3.6.3. Cortante dinámica y cortante mínima en la base

La norma E.030 (2018) indica que para obtener la cortante dinámica se debe realizar la superposición modal espectral de acuerdo con la suma de los valores absolutos y la media cuadrática de acuerdo con la siguiente expresión.

$$r = 0.25x \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75x \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Por otro lado, el valor mínimo de cortante basal obtenido del análisis dinámico debe ser, por lo menos, el 80% del valor de cortante basal del análisis estático en estructuras regulares, y 90% en estructuras irregulares. El valor de las cortantes estáticas, cortantes dinámicas obtenidas del software ETABS, cortantes de diseño y los factores de amplificación para llegar a los valores requeridos en la norma en las dos direcciones se observan en la tabla 3.15.

Tabla 3. 15. Cortantes estáticas, cortantes dinámicas, cortantes de diseño y factor de amplificación

Excentricidad	Sentido	C	V estático	V dinámico	V min	80%V estático	V diseño	factor
MY+	X	1.790	289.08	212.74	106.59	231.26	231.262	1.09
MY-	X	1.790	289.08	212.74	106.59	231.26	231.262	1.09
MX+	Y	2.220	358.52	247.32	106.59	286.82	286.817	1.16
MX-	Y	2.220	358.52	273.79	106.59	286.82	286.817	1.05

Como se observa, el cortante dinámico obtenido del software ETABS, debe amplificarse en factores de 1.09, 1.09, 1.16 y 1.05 ya que la cortante dinámica es menor al 80% del cortante estático para determinados sentidos.

3.7. Control de derivas de entrespiso

Del modelo, obtenemos la tabla 3.16, comprobando así que la deriva es menor al 7/1000 en las 4 direcciones de análisis exigido por la norma E.030 “Diseño sismorresistente” (2018).

Tabla 3. 16. Verificación de derivas.

DIREC. SISMO	DERIVA	VERIFICACIÓN
DERXXMY+	0.005879	CUMPLE REQUISITO DE DERIVA
DERXXMY-	0.006013	CUMPLE REQUISITO DE DERIVA
DERYYMX+	0.004178	CUMPLE REQUISITO DE DERIVA
DERYYMX-	0.003980	CUMPLE REQUISITO DE DERIVA

3.8. Separación entre edificios

La edificación debe separarse una distancia “S” para evitar un futuro contacto con otra edificación en un evento sísmico. Dicha distancia se debe ser el máximo valor de las siguientes expresiones:

- $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes
- 3 cm
- 0.006 la altura de la edificación

De los 3 criterios, el mayor valor es el de $0.006 \cdot h = 0.006 \cdot 16.75 = 10$ cm

Por otro lado, el retiro no debe superar los siguientes criterios.

- $2/3$ del máximo desplazamiento inelástico del último nivel
- $S/2$

De los 2 criterios, el mayor valor es $S/2 = 10/2 = 5$ cm

Por lo tanto, el retiro que debe tener la estructura es de 5 cm.

Capítulo 4

Conceptos de Diseño en Concreto Armado

4.1. Diseño por resistencia

En el presente proyecto, todos los elementos estructurales, se diseñan por resistencia de acuerdo con la norma E.060.

$$\phi Rn \geq Ru$$

4.2. Factores de carga

En el presente diseño se consideran diversos tipos de cargas, tales como la carga viva (CV), carga muerta (CM) y la carga de sismo (CS). Las cargas últimas de diseño se generan en base a la combinación de estas cargas. Dichas combinaciones son las siguientes:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

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

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

4.3. Factores de reducción de resistencia (ϕ)

En el presente proyecto se utilizan los siguientes factores de resistencia. Dichos factores se muestran en la tabla 4.1.

Tabla 4. 1. Valores de los factores de reducción

Solicitud	Factor de reducción ϕ
Flexión	0.9
Tracción y Flexocompresión	0.9
Cortante	0.85
Compresión y Flexocompresión: Confinamiento con estribos	0.7

4.4. Diseño por flexión

Para realizar un correcto diseño por flexión se deben considerar los siguientes factores:

- Las deformaciones planas se mantienen planas.

- El acero y concreto presentan una deformación proporcional ya que se consideran elementos perfectamente adheridos.
- No se debe tomar la resistencia del concreto a tracción.
- La deformación unitaria de falla del concreto es $\epsilon_c = 0.003$.
- La compresión del concreto se calculará de la siguiente manera.

$$C_c = 0.85 * f'_c * b * \beta_1 * c \quad (4.1)$$

Donde:

f'_c : Resistencia a compresión del concreto.

b : Ancho del elemento.

β_1 : Es un parámetro que depende de la resistencia a compresión.

c : Profundidad del eje neutro.

4.4.1. Cálculo del acero requerido por flexión.

Como primer paso se obtiene el valor de la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzo “a”. Este valor se encuentra realizando la igualdad de la fuerza de tracción del acero y la compresión del concreto en la sección más crítica.

$$C_c = T$$

$$0.85 * f'_c * b * a = A_s * f_y$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (4.2)$$

Una vez obtenido el valor de “a” se procede a calcular el momento nominal utilizando la siguiente fórmula:

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (4.3)$$

Donde:

M_n : Momento nominal de la sección.

A_s : Acero requerido en (cm²).

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

d : Distancia de la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

a : Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzo.

Finalmente, se realiza la igualdad entre el momento último obtenido de las combinaciones amplificadas y el momento nominal. Este último valor se debe multiplicar por el factor de reducción por flexión para finalmente encontrar el valor del Acero requerido (A_{sr}).

$$M_u = \phi M_n$$

$$A_{sr} = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad (4.4)$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia por flexión

4.4.2. Refuerzo mínimo y máximo.

Es necesario calcular dichos valores para evitar la falla frágil y dúctil en las estructuras. Para obtener el acero mínimo de cualquier sección se debe cumplir la siguiente expresión:

$$\phi M_n \geq 1.2 * M_{cr} \quad (4.5)$$

Donde:

M_{cr} : Momento de agrietamiento de la sección bruta.

Asimismo, se podrá utilizar la siguiente expresión para obtener el acero mínimo cuando la sección del elemento estructural sea rectangular.

$$A_{s \min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d \quad (4.6)$$

En losas estructurales y zapatas, la cuantía mínima de refuerzo en la zona de tracción es de 0.0018. Asimismo, el espaciamiento máximo del refuerzo no debe exceder tres veces el espesor ni 40 cm.

Para calcular el acero máximo se utiliza la siguiente expresión.

$$A_{s \max} = 0.75 * A_{sb} \quad (4.7)$$

Donde:

A_{sb} : Acero balanceado.

Para los elementos que soportan cargas axiales y flexión, la norma establece que la cuantía mínima es entre el 1 al 6 %. En estos casos se utilizará el diagrama de iteración para obtener el acero requerido por flexión. Este gráfico dependerá de dos ejes fundamentales los cuales son la carga axial y el momento nominal.

4.5. Diseño por corte

En el diseño por corte la carga V_u se obtendrá de las combinaciones mencionadas anteriormente. Para soportar estas cargas, la resistencia del concreto a corte (V_c) y del acero (V_s) se suman y se multiplican por un factor de reducción para finalmente igualarse a la cortante última.

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

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

Donde:

V_u : Resistencia última generada por la amplificación de cargas.

V_c : Resistencia que aporta el concreto.

V_s : Resistencia que aporta el acero.

ϕ : Factor de reducción de resistencia.

- En elementos estructurales que soportan flexión y cortante, el valor de V_c se calcula de la siguiente manera:

$$V_c = 0.53 * bw * d * \sqrt{f'c} \quad (4.8)$$

- En elementos estructurales que soportan flexión y axial, el valor de V_c se calcula de la siguiente manera:

$$V_c = 0.53 * bw * d * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag}\right) \quad (4.9)$$

Donde:

$f'c$: Resistencia a compresión del concreto.

bw : Ancho del alma.

Nu : Carga axial proveniente del análisis

Ag : Área bruta de la sección

4.5.1. Espaciamiento del refuerzo de acero.

El espaciamiento se determina con la siguiente ecuación:

$$S = \frac{Av * fy * d}{Vs} \quad (4.10)$$

Donde:

Av : Área del refuerzo cortante.

fy : Esfuerzo de fluencia del acero.

s : Espaciamiento de los estribos.

La norma establece espaciamientos máximos en base a un Vs límite.

$$Vs \text{ lim} = 1.1 * \sqrt{f'c} * bw * d \quad (4.11)$$

- Si $Vs > Vs \text{ lim}$, entonces $S \text{ max}$: $d/4$ o 0.3m
- Si $Vs < Vs \text{ lim}$, entonces $S \text{ max}$: $d/2$ o 0.6m

4.5.2. Cortante en losas aligeradas.

Cuando se requiera reforzar la losa aligerada por cortante se deben realizar ensanches sobre dicho elemento estructural. En las viguetas, la resistencia a las fuerzas cortantes se determina con la siguiente ecuación.

$$Vc = 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d \quad (4.12)$$

La vigueta típica cuenta con un bw con valor de 10 cm. El primer ensanche se realiza aumentando el valor de bw a 25 cm y el segundo ensanche se realiza aumentando el bw a 40

cm. Si después de haber realizado ambos ensanches V_u sigue siendo mayor a V_c , entonces se debe aumentar el f'_c o la altura de la viga.

4.5.3. Diseño del refuerzo cortante en muros.

La cortante del concreto en los muros de corte se obtiene con la siguiente expresión:

$$V_c = A_{cw} * \alpha * \sqrt{f'_c} \quad (4.13)$$

Donde:

A_{cw} : Área de la sección de concreto del muro que resiste cortante.

α : Ángulo que define la orientación del refuerzo.

El valor de α se obtiene con las siguientes expresiones.

- Si $\frac{h_m}{l_m} \leq 1.5$: $\alpha = 0.8$ (4.14)

- Si $2 < \frac{h_m}{l_m} < 1.5$: α se debe iterar para encontrar el valor (4.15)

- Si $\frac{h_m}{l_m} \geq 2$: $\alpha = 0.53$ (4.16)

El artículo 11.10.7 de la norma indica lo siguiente en cuanto a la cortante última.

- Si $V_u < 0.27 * \sqrt{f'_c} * A_{cw}$: ρ_h no será menor que 0.0020 (4.17)
 ρ_v no será menor que 0.0015

- Si $V_u > 0.27 * \sqrt{f'_c} * A_{cw}$: ρ_h no será menor que 0.0025 (4.18)
 ρ_v no será menor que 0.0025

4.6. Control de deflexiones y fisuración

4.6.1. Control de deflexiones.

Cuando los elementos armados en una dirección no soporten elementos estructurales susceptibles de dañarse por deflexiones

excesivas, existen espesores mínimos para no verificar deflexiones. La tabla 4.2 indica los peraltes mínimos para losas macizas, aligeradas o vigas.

Tabla 4. 2. Espesor o peraltes mínimos para losas macizas, aligeradas o vigas

Nota: Tomado de “Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.060, 2009”.

En los casos donde no se cumpla lo requerido en la tabla 4.2, se procederá a realizar el análisis por deflexión.

ESPELOR O PERLATE MÍNIMO, h				
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losa macizas en una dirección	l/20	l/24	l/28	l/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	l/16	l/18.5	l/21	l/8

- Para realizar el análisis por deflexión, como primer paso, se comprueba si las cargas de servicio agrietan la sección. Si el valor de M_{cr} es menor al momento generado por cargas de servicio, entonces se considera el elemento como agrietado. Para realizar el presente análisis se utilizan las siguientes fórmulas.

$$M_{cr} = \frac{I_{cr} * f_r}{(h - c)} \quad (4.19)$$

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \quad (4.20)$$

Donde:

I_{cr} : Inercia de la sección agrietada.

f_r : Módulo de la rotura en tracción por flexión del concreto.

- Como segundo paso, se calcula la inercia efectiva de la sección. Este valor depende del tipo de apoyo del elemento.
 - Para elementos continuos en ambos extremos.

$$I_{e \text{ promedio}} = \frac{I_{e1} + I_{e2} + 2 * I_{e3}}{4} \quad (4.21)$$

- Para elementos donde solo un tramo es continuo.

$$I_{e \text{ promedio}} = \frac{I_{e2} + 2 * I_{e3}}{3} \quad (4.22)$$

Donde:

I_{e1}, I_{e2} : Momento de inercia en las secciones extremas del tramo.

I_{e3} : Momento de inercia en la sección central del tramo.

- Para elementos en voladizo se utiliza la sección del apoyo.
- Finalmente, la deflexión para el análisis es el total de la suma entre deflexión inmediata y deflexión diferida. El presente “ λ ” se utiliza para calcular la deflexión diferida y se obtiene de la siguiente manera.

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (4.23)$$

Donde:

ξ : Factor que depende del tiempo.

ρ' : Cuantía de acero en compresión.

La tabla 4.3 indica los valores de ξ en el tiempo.

Tabla 4. 3. Valores de ξ en el tiempo

Duración de la carga	Valor de ξ
1 mes	0.7
3 meses	1.0
6 meses	1.2
12 meses	1.4
5 años o más	2.0

Nota: Tomado de “Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.060, 2009”.

4.6.2. Control de fisuración.

La fisuración debilita el recubrimiento del acero de refuerzo generando una futura corrosión. En zonas como Miraflores, este factor tiende a ser muy crítico ya que la humedad de la zona acelera la corrosión de los aceros de refuerzo al estar expuestos a la intemperie. El deterioro de los aceros de refuerzo conlleva a generar una falla frágil en el elemento estructural. El parámetro Z será el valor utilizado para realizar el control de la fisuración.

$$Z = f_s * \sqrt[3]{dc * Act} \leq 26000 \frac{kg}{cm^2} \quad (4.24)$$

Donde:

f_s : Esfuerzo bajo cargas en servicio del acero en tracción.

d_c : Distancia entre la fibra extrema en tracción y el centroide del acero más cercano a ella.

A_{ct} : Área efectiva del concreto en tracción.

El esfuerzo bajo cargas de servicio se calcula de la siguiente manera:

$$f_s = \frac{M_s}{(0.9 * d * A_s)} \text{ ó } f_s = 0.6 * f_y \quad (4.25)$$

El área efectiva del concreto en tracción se calcula de la siguiente manera:

$$A_{ct} = \frac{2 * y_s * b}{N^\circ \text{ barras}} \quad (4.26)$$

4.7 Disposiciones especiales para el diseño sísmico (diseño por capacidad)

Se deben tener en cuenta algunas consideraciones especiales en los elementos estructurales para evitar su falla durante los eventos sísmicos.

4.7.1. Disposiciones especiales en vigas y columnas.

La cortante utilizada en el diseño por capacidad V_u debe tomarse como el menor valor de las siguientes consideraciones:

- La suma entre el momento nominal positivo de la parte izquierda con el momento nominal negativo de la parte derecha dividido entre la luz libre con el cortante isostático calculado para las cargas amplificadas de gravedad.
- La amplificación en 2.5 veces la cortante que resulta de las combinaciones de carga.

Elementos en flexión (vigas)

En las vigas, se deben tener en cuenta las presentes consideraciones:

- En la parte superior e inferior de la viga existirá un refuerzo continuo.
- Los empalmes traslapados deberán efectuarse a 2 veces el peralte del elemento, medido desde la cara del nudo.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo tiene que ser mayor a un tercio de la resistencia a momento negativo en la cara del nudo y el momento positivo y

negativo debe ser mayor a la cuarta parte de la máxima resistencia a momento de la cara de cualquiera de los nudos.

- Debe existir una zona de confinamiento en ambos extremos de las vigas. La longitud de dicho tramo es dos veces el peralte del elemento. El espaciamiento de los estribos dentro de dicha zona no debe de exceder el menor de estos valores:
 - $d/4$.
 - 10ϕ de la barra longitudinal de menor diámetro.
 - 24ϕ estribo utilizado.
 - 30 cm.
- A 10 cm de la cara del apoyo del elemento debe ubicarse el primer estribo en la longitud de confinamiento. Por otro lado, los estribos no deben estar espaciados a una distancia menor de $0.5d$ y tampoco menor al espaciamiento requerido por corte, fuera de la zona de confinamiento.

Elementos a flexocompresión (columnas)

La norma E.060, para las columnas, establece las siguientes consideraciones:

- La zona de confinamiento de longitud L_o debe estar ubicado en los extremos de la columna.
- Los siguientes valores no deben de ser mayor a la longitud de confinamiento L_o :
 - El mayor lado de la sección de la columna.
 - La sexta parte de la luz.
 - 50 cm.
- El espaciamiento S_o no debe exceder al menor de los siguientes valores:
 - Ocho veces el diámetro de la barra vertical de menor diámetro.
 - La mitad del lado menor de la sección de la columna.
 - 10 cm.

4.7.2. Disposiciones especiales para muros de corte.

Refuerzo distribuido vertical y horizontal

- Se deben emplear 2 capas de refuerzo cuando se cumplan las siguientes características:
 - Cuando el muro tiene un espesor mayor o igual a 0.2 m.
 - Si la fuerza cortante es mayor a $0.53 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c}$
- Se debe confinar toda la placa cuando la cuantía de acero vertical es mayor a 0.01.

Diseño por capacidad en las placas

En las placas tendremos la altura de capacidad y la cortante de capacidad. Las siguientes condiciones son establecidas por la norma E.060 (2019).

- Para la cortante de capacidad, se debe multiplicar el factor M_n/M_u al valor de la fuerza cortante que se obtuvo en las combinaciones de carga.

$$V_u \geq V_{ua} * \frac{M_n}{M_{ua}} \quad (4.27)$$

Donde:

V_{ua} : Cortante amplificada proveniente del análisis

M_{ua} : Momento amplificado proveniente del análisis

- Para determinar la altura por capacidad se tomará el mayor valor de las siguientes consideraciones:
 - L_m (ancho de muro)
 - Momento ultimo (M_u)/4 Cortante ultima (V_u)
 - Altura de los dos primeros pisos

Elementos de borde en muros estructurales de concreto armado

Los núcleos de confinamiento se encargan de soportar la carga axial y el momento flector en las placas, en los primeros niveles suelen tomar mayor importancia ya que los momentos flectores son más grandes. Estos núcleos de confinamiento deben tomar las siguientes consideraciones.

- Se confinarán de una manera especial cuando se cumpla la siguiente condición.

$$c \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)} \quad (4.28)$$

Donde:

c : Profundidad del eje neutro calculado para la fuerza axial y amplificada.

lm : Longitud del muro en el plano horizontal.

δ_u : Desplazamiento lateral inelástico del muro en el último piso.

hm : Altura total del muro.

Donde $\frac{\delta u}{hm}$ debe ser mayor a 0.005

- Se debe tomar como mínimo, la longitud que deben de tener los núcleos de confinamiento, el mayor de los siguientes valores.
 - $(c-0.1*lm)$
 - $c/2$
- El espaciamiento de los estribos en el núcleo de confinamiento debe ser el menor de las siguientes expresiones:
 - Diez veces el menor diámetro de barra longitudinal.
 - El menor lado de la sección transversal.
 - 25 cm.
- En caso de no ser necesario confinar los núcleos de confinamiento, los estribos deben de estar espaciados con la menor de las siguientes expresiones:
 - Cuarenta y ocho veces el diámetro del estribo.
 - Dieciséis veces el menor diámetro de barra longitudinal.
 - La menor dimensión de la sección transversal del muro.
 - 25 cm.

Capítulo 5

Diseño de Losas

Las losas tienen como función principal transferir las cargas de gravedad hacia las vigas. La figura 5.1 muestra los tramos a diseñar en el presente proyecto. Como se observa, el tramo superior está formado por tres secciones de losas aligeradas continuas y el segundo tramo está formado por una sección de losa maciza y dos secciones de losas aligerada.

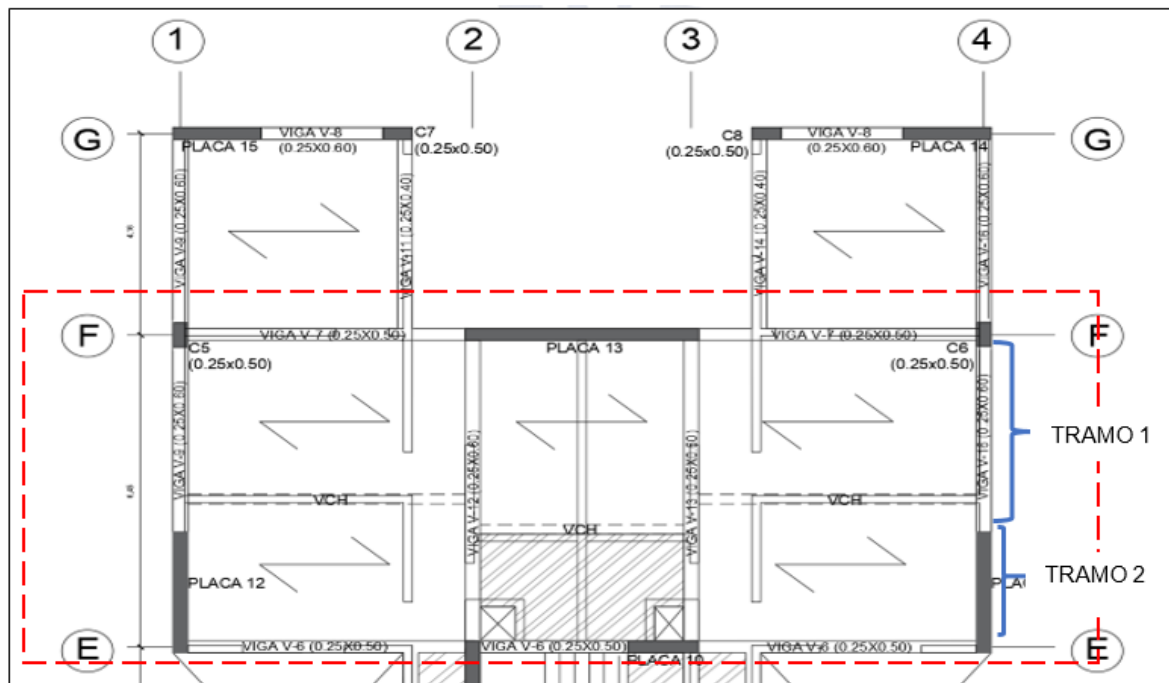


Figura 5. 1. Tramo de losa a diseñar

5.1. Diseño de las losas del tramo 1

El presente tramo de losa cuenta con tres secciones de losas aligeradas de 20 cm de altura. Como se mencionó en el capítulo 3 del presente trabajo, todas las viguetas de las losas aligeradas presentan una misma sección.

5.1.1. Acero mínimo ($A_{s\ min}$) y acero máximo ($A_{s\ max}$) en las viguetas típicas

Los aceros mínimos y máximos se calculan con las ecuaciones 4.5, 4.6 y 4.7. Estos valores, para la sección de vigueta utilizada en el proyecto, se muestran en la tabla 5.1.

Tabla 5. 1. Aceros máximos y mínimos para el aligerado de 20 cm.

Peralte (m)	d (m)	Mcr + (tn.m)	As min+ (cm ²)	As max+ (cm ²)	As min- (cm ²)	As max- (cm ²)
0.2	0.17	0.26	0.41	7.49	0.99	2.71

5.1.2. Metrado de cargas

Las viguetas se metran por ancho de vigueta, es decir por los 40 cm del ancho superior.

Carga muerta:

$$\text{Peso propio de la losa} = 0.3 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 0.40 \text{ m} = 0.12 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 0.4 \text{ m} = 0.04 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Tabiquería} = 1.8 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.15\text{m} * 2.55\text{m} * 0.4 \text{ m} = 0.27 \text{ tn}$$

$$\text{Carga muerta} = 0.16 \text{ tn/m}$$

Carga Viva:

$$\text{Sobrecarga (piso típico)} = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.4 \text{ m} = 0.08 \text{ tn/m}$$

$$\text{Sobrecarga (último piso)} = 0.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.4 \text{ m} = 0.04 \text{ tn/m}$$

Carga última:

$$1.4 * \text{Carga muerta} + 1.7 * \text{Carga viva (piso típico)} = 0.224 + 0.136 = 0.36 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$1.4 * \text{Carga muerta} + 1.7 * \text{Carga viva (último piso)} = 0.22 + 0.068 = 0.292 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Tabiquería} = 0.27 * 1.4 = 0.378 \text{ tn}$$

En la figura 5.2 se observa el metrado de cargas de gravedad amplificadas actuantes sobre las viguetas.

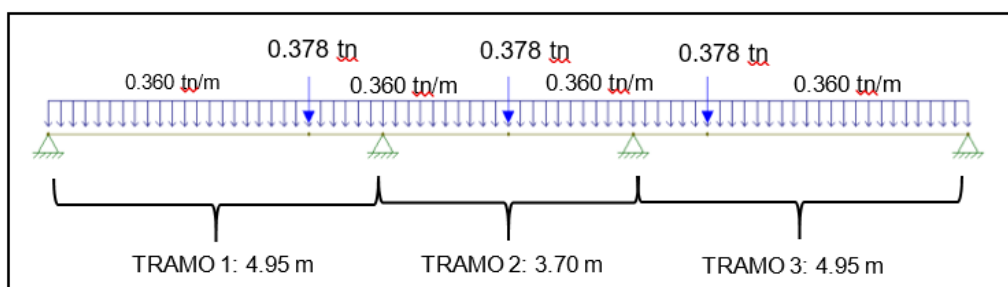


Figura 5. 2. Metrado de cargas de gravedad amplificadas actuantes en las viguetas

5.1.3. Diseño por flexión del tramo 1

Con los valores amplificados se desarrolla el D.M.F. (1.4CM + 1.7CV).

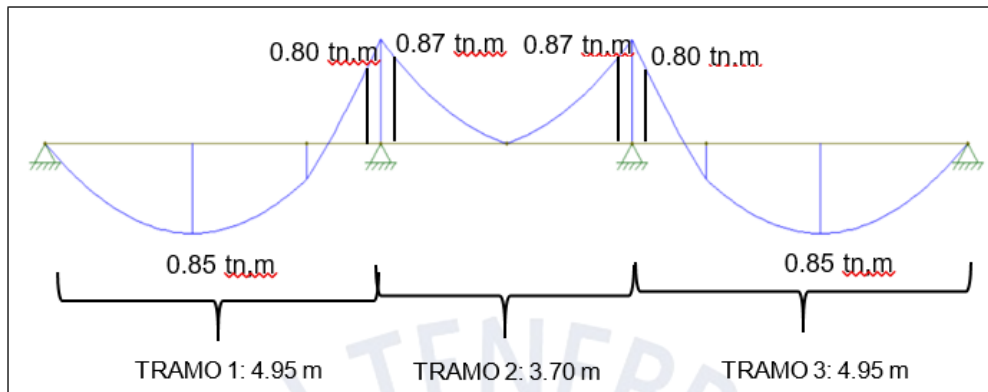


Figura 5. 3. Diagrama de Momento Flector en la vigueta

5.1.3.1. Diseño de Acero Positivo

El máximo momento último de los tres tramos es 0.85 tn.m. De acuerdo con las ecuaciones 4.1 ,4.2, 4.3 y 4.4 el valor requerido es de 1.35 cm² de acero que se cubren instalando de 2 varillas de 3/8" que generan 1.42 cm² de acero y un ϕ Mn de 0.89 tn.m. El resumen de los siguientes valores se muestra en la tabla 5.2.

Tabla 5. 2. Aceros positivos colocados en la vigueta

Momento Ultimo	Perlate h (cm)	d estimado (cm)	a (cm)	As requerido (cm ²)	As Instalado		
					ϕ	As Instalado (cm)	ϕ Mn Instalado
0.85	20	17	0.80	1.35	2 ϕ 3/8"	1.42	0.890

5.1.3.2. Diseño de Acero Negativo

El máximo momento último de los tres tramos es 0.87 tn.m. De acuerdo con las ecuaciones 4.1 ,4.2, 4.3 y 4.4 el valor requerido es de 1.51 cm² de acero que se cubren instalando de 1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8" que resulta 2.00 cm² de acero y un ϕ Mn de 1.107 tn.m. El resumen de los valores mencionados se puede observar en la tabla 5.3.

Tabla 5. 3. Aceros negativos colocados en la vigueta

Momento Ultimo	Perlate h (cm)	d estimado (cm)	a (cm)	As requerido (cm ²)	As Instalado		
					ϕ	As Instalado (cm)	ϕ Mn Instalado
0.87	20	17	3.56	1.51	1 ϕ 1/2"+1 ϕ 3/8"	2	1.107

5.1.4. Refuerzo por contracción y temperatura

La losa se refuerza por temperatura para evitar futuras fisuras por contracción. En barras lisas, la norma E.060 (2009) especifica que se debe usar la siguiente cuantía de temperatura.

- Barras lisas \longrightarrow 0.0025

$$As T^{\circ} \text{ requerido} = 0.0025 * b * t = 0.0025 * 100 * 5 = 1.25 \frac{cm^2}{m}$$

$$S \text{ espaciamiento requerido} = \frac{100}{\frac{As \text{ requerido } (1.25cm^2)}{\phi \text{ Acero utilizado } (\frac{\phi 1}{4} ")}} = 25.6 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Finalmente, se utilizan barras lisas de $\phi 1/4"$ cada 25 cm como refuerzo por temperatura.

El refuerzo de contracción en la vigueta se observa en la figura 5.4.

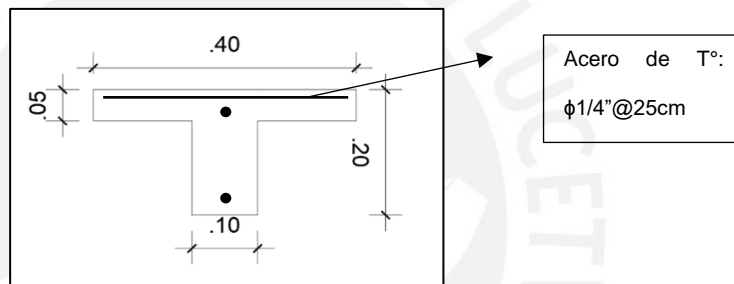


Figura 5. 4. Refuerzo de contracción y temperatura en las viguetas

5.1.5. Corte de acero

De acuerdo con la norma E.060 la barra de refuerzo debe extenderse una distancia de “d” o “12 db” del punto en el que ya no es necesario resistir a flexión. Para el momento positivo, en caso de estar simplemente apoyado, se debe extender por lo menos 15 cm, el refuerzo y en caso de resistir cargas laterales, se debe anclar para que sea capaz de desarrollar fy en tracción. Por otro lado, en el caso de los momentos negativos, la norma establece lo siguiente: “por lo menos 1/3 del refuerzo total por tracción en el apoyo proporcionado para resistir momento negativo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión, no menor que d, 12 db o ln/16”. (Norma E.060, 2009, p. 103)

5.1.5.1. Corte de acero negativo del tramo 1

- Como primer paso se ubica el punto de corte teórico negativo. Este valor se calcula con ϕM_n de $\phi 1/2''$ el cual es 0.76 tn.m, este valor se ubica a 2.5 cm de la cara del apoyo.
- Como segundo paso, se calcula el mayor valor entre 12 db o d de la barra inferior ($\phi 1/2''$).

$$\begin{array}{l} \circ \quad 12 \text{ db} = 12 * 1.27 = 15.24 \text{ cm} \\ \circ \quad d = 17 \text{ cm} \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \circ \quad 12 \text{ db} = 12 * 1.27 = 15.24 \text{ cm} \\ \circ \quad d = 17 \text{ cm} \end{array}} \right\} \text{ Se toma } 17 \text{ cm}$$

- Como tercer paso, se suma la longitud de corte teórico con el mayor valor entre 12 db o d y se compara con la longitud de desarrollo medida desde la cara del apoyo.

$$\begin{array}{l} \text{Corte teórico} + d = 17 + 2.5 = 19.5 \text{ cm} \\ \text{Longitud de desarrollo medido desde la cara del apoyo para } \phi 1/2'' = 58 \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Corte teórico} + d = 17 + 2.5 = 19.5 \text{ cm} \\ \text{Longitud de desarrollo medido desde la cara del apoyo para } \phi 1/2'' = 58 \end{array}} \right\} \text{ Se toma } 58 \approx 60 \text{ cm}$$

- Como cuarto paso, se calcula la longitud del punto de inflexión para determinar el corte de acero superior ($\phi 3/8''$). De acuerdo con el D.M.F, la longitud al punto de inflexión es de 64.5 cm medido desde la cara del apoyo.
- Como quinto paso, se calcula el mayor valor entre 12 db, d o $l_n/16$.

$$\begin{array}{l} \circ \quad 12 \text{ db} = 12 * 0.95 = 11.40 \text{ cm} \\ \circ \quad d = 17 \text{ cm} \\ \circ \quad l_n/16 = 4.65/16 = 29 \text{ cm} \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \circ \quad 12 \text{ db} = 12 * 0.95 = 11.40 \text{ cm} \\ \circ \quad d = 17 \text{ cm} \\ \circ \quad l_n/16 = 4.65/16 = 29 \text{ cm} \end{array}} \right\} \text{ Se toma } 29 \text{ cm}$$

- Como sexto paso, se compara la suma de la longitud del punto de inflexión con el mayor valor entre 12 db, d o $l_n/16$ con la longitud de desarrollo desde el punto de corte teórico.

$$\text{Longitud del punto de inflexión} + l_n/16 = 64.5 + 29 = 93.5 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud de desarrollo para } \phi 3/8'' + \text{Longitud de corte teórico} = 44 + 2.5 = 46.5 \text{ cm.}$$

Se elige 93.5 cm = 95 cm para el corte desde la cara del apoyo.

5.1.5.2. Corte de acero positivo del tramo 1

- Como primer paso, se calcula el punto de corte teórico medido desde el centro de la luz. Este valor se calcula con ϕM_n de $\phi 3/8''$ el cual es 0.451 tn.m, este valor se ubica a 116 cm del eje de la mitad de la luz.
- Como segundo paso, se calcula el mayor valor entre 12 db o d de la barra inferior ($\phi 3/8''$).
 - $12 \text{ db} = 12 * 0.95 = 11.40 \text{ cm}$
 - $d = 17 \text{ cm}$

Se toma 17 cm

- Como tercer paso, se compara la suma de la longitud de corte teórico con el mayor valor entre 12 db o d con la longitud de desarrollo medida desde el centro de luz.

Corte teórico + d = 116 + 17 = 133 cm.

Longitud de desarrollo medido desde el centro de luz $\phi 1/2'' = 58 \text{ cm}$

Se elige 133 cm = 135 cm para el corte desde el centro de luz, medido desde la cara del apoyo sería 1.05 m.

La figura 5.5 muestra el corte calculado para el tramo 1 de la losa aligerada.

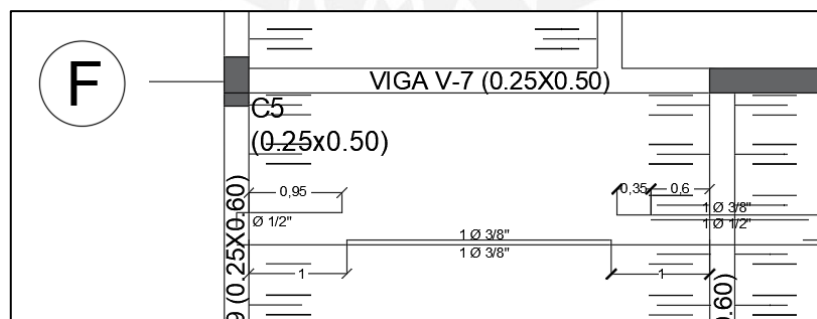


Figura 5. 5. Corte teórico para acero positivo y negativo

5.1.5.3. Corte de acero de forma práctica

Es tipo de corte se realiza con recomendaciones realizadas por ingenieros con mucha experiencia en el tema, la recomendación para el corte en este tipo de estructuras es la siguiente:

- $L/3$ para momentos negativos

En este caso sería: $\frac{Ln}{3} = \frac{4.7}{3} = 1.56 = 1.60 \text{ m}$

- $L/6$ para momentos positivos

- En este caso sería: $\frac{Ln}{6} = \frac{4.7}{6} = 0.78 = 0.80 \text{ m}$

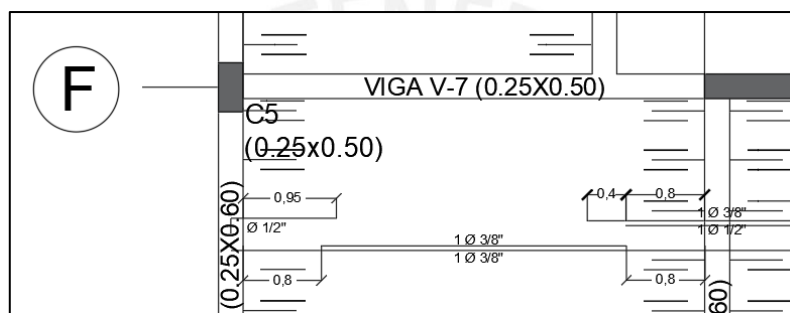


Figura 5. 6. Corte práctico para acero positivo y negativo

Como se observa, el corte práctico es mucho más conservador. Por ello, se utilizará dicho método en el resto de las losas y vigas

5.1.6. Diseño por cortante

Con los valores amplificados se desarrolla el Diagrama de Fuerza Cortante.

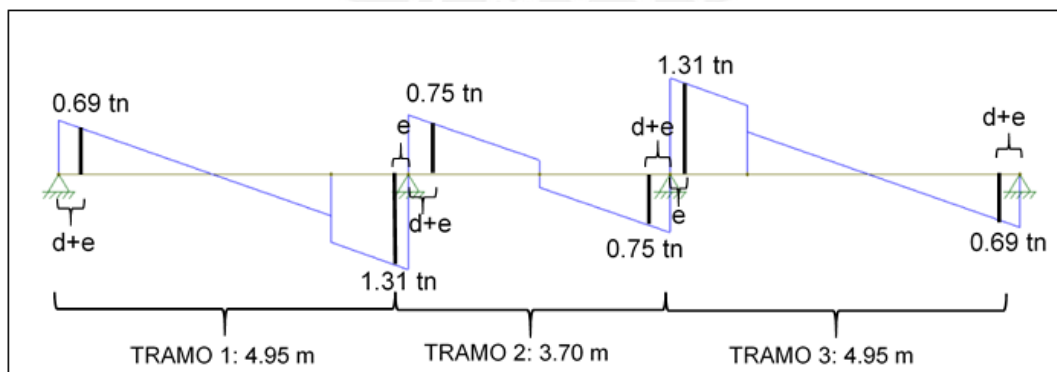


Figura 5. 7. Diagrama de Fuerza Cortante en la vigueta

Se debe cumplir con la siguiente condición:

$$V_u \leq \phi V_c$$

Del DFC se obtiene que V_u se encuentra a “d+e” del apoyo de la vigueta ya que no existe una fuerza puntual cercana al apoyo.

$$d + e = 0.17 + \frac{0.25}{2} = 0.295m$$

Donde:

e : Mitad del espesor de la viga.

Como se observa, en el primer y tercer tramo se tiene que tomar las cortantes a “e” de la cara del apoyo puesto que existe la carga puntual del tabique muy cerca al apoyo. Si el valor de la cortante última “ V_u ” es mayor a ϕV_c , se requerirá un ensanche. El resumen de los valores de la cortante a “d+e” de los ejes y si el diseño requerirá o no un ensanche se observa en la tabla 5.4.

Tabla 5. 4. Tabla resumen de los valores obtenidos en diseño por cortante en la vigueta

	Lado	V_u (tn)	ϕV_c (tn)	Conclusión
1er tramo	Apoyo 1	0.69	1.22	No requiere ensanche
	Apoyo 2	1.31	1.22	Requiere ensanche
2do tramo	Apoyo 2	0.75	1.22	No requiere ensanche
	Apoyo 3	0.75	1.22	No requiere ensanche
3er tramo	Apoyo 3	1.31	1.22	Requiere ensanche
	Apoyo 4	0.69	1.22	No requiere ensanche

La tabla muestra que hay dos apoyos que requieren ensanche alternado, en el capítulo 4 del presente proyecto se estableció que, para cubrir la cortante, se debe ensanchar el bw a 25 cm.

$$\phi V_c(\text{primer ensanche}) = 1.1 * 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 17 = 3.052 \text{ tn}$$

Se observa que con el primer ensanche se llega a 3.052 tn con lo que estaría cumpliendo con las cortantes del apoyo 2 del primer tramo y el apoyo 3 del cuarto tramo.

Diseño final del 1er tramo de la losa

La figura 5.8 muestra la parte superior del tramo E-F del diseño de la losa aligerada.

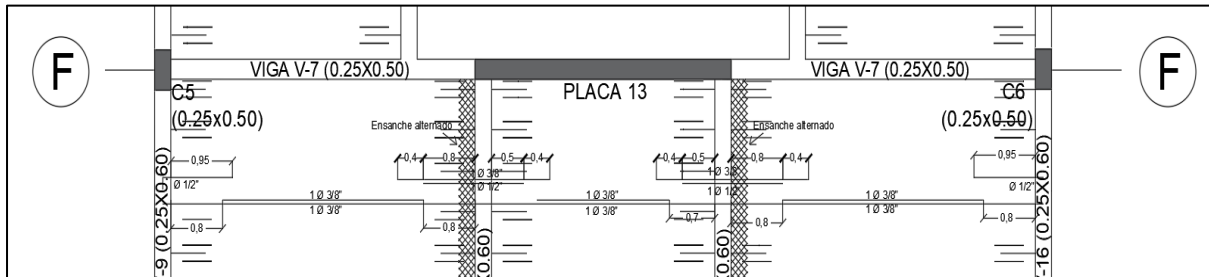


Figura 5. 8. Diseño final del tramo 1: Solo losas aligeradas

5.2. Tramo 2: Diseño de losas aligerada-maciza-aligerada

La parte inferior del tramo E-F presenta una combinación entre losa maciza y aligerada. Para el diseño de este tramo, primero se realiza el diseño de la losa maciza y luego el diseño de las losas aligeradas que se encuentran continuas a la maciza.

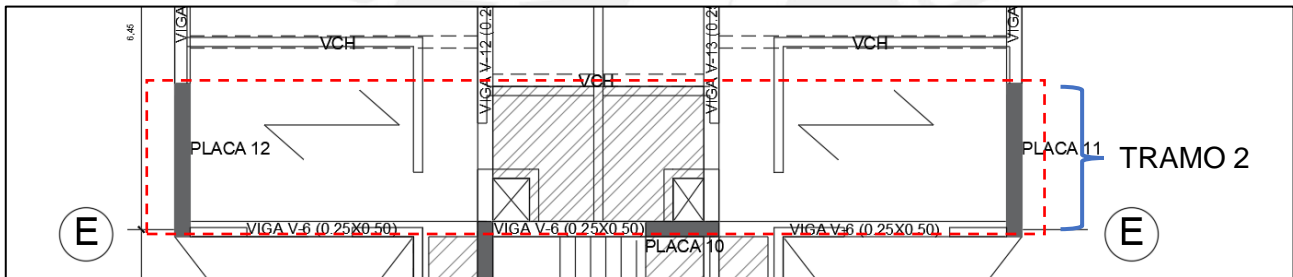


Figura 5. 9. Tramo 2 de las losas ubicadas entre los ejes E-F

5.2.1. Diseño de la losa maciza.

Este tipo de losa se utiliza principalmente en zonas donde existe gran carga de instalaciones sanitarias. Para el diseño de estos elementos se usó el software ETABS. El tramo de la losa modelada se puede observar en la figura 5.10.

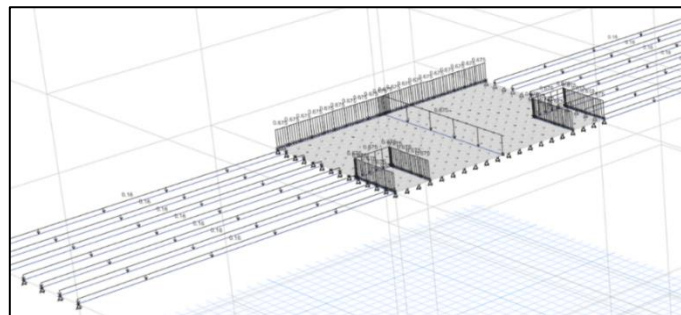


Figura 5. 10. Modelamiento de cargas del tramo 2: losa aligerada-maciza-aligerada

5.2.1.1 Aceros mínimos ($A_s \min$) y aceros máximos ($A_s \max$) en la losa maciza

Los aceros mínimos y máximos se calculan con las fórmulas del capítulo 4. Estos valores se calculan por 1 metro de ancho de losa, en la tabla 5.5 se muestra el acero mínimo y máximo.

Tabla 5. 5. Aceros máximos y mínimos de la losa maciza de 20 cm.

Cuántía de temperatura	Acero mínimo (cm ²)	Acero máximo (cm ²)
0.018	3.6	26.4

5.2.1.2. Medrado de cargas

La losa maciza se metra por área.

Carga muerta:

$$\text{Peso propio de la losa} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.20 \text{ m} = 0.48 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Tabiquería} = 1.8 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.15\text{m} * 2.55\text{m} = 0.689 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga muerta} = 0.58 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

Carga Viva:

$$\text{Sobrecarga (piso típico)} = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Sobrecarga (último piso)} = 0.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Carga última:

$$1.4 * \text{Carga muerta} + 1.7 * \text{Carga viva (piso típico)} = 1.012 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$1.4 * \text{Carga muerta} + 1.7 * \text{Carga viva (último piso)} = 0.842 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Tabiquería} = 0.689 * 1.4 = 0.965 \text{ tn}$$

5.2.1.3. Diseño por flexión

Se usó el software ETABS para la obtención de los diagramas de momento. Las figuras 5.13 y 5.14 muestran el diagrama de momento flector de las losas macizas en el eje vertical y horizontal.

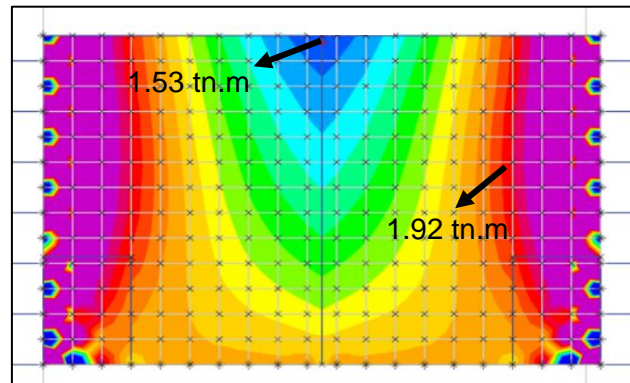


Figura 5. 11. Diagrama de Momento Flector en la dirección vertical de la losa maciza ubicada en los tramos E-F y 2-3

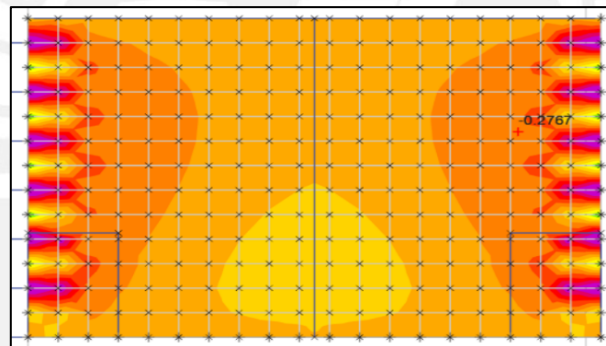


Figura 5. 12. Diagrama de Momento Flector en la dirección horizontal de la losa maciza ubicada en los tramos E-F y 2-3

Según las figuras, el momento negativo más crítico en la losa es 1.92 tn.m y el momento positivo más crítico es de 1.53 tn.m. Como primer paso se calcula el acero mínimo que debe tener la losa.

$$\text{Acero mínimo por retracción y } T^{\circ} = 0.0018 * b * h$$

$$\text{Acero mínimo por retracción y } T^{\circ} = 0.0018 * 100 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 3.6 \text{ cm}^2$$

Como siguiente paso se calcula el espaciamiento de los refuerzos utilizando una cuantía de 0.0012 en ambos extremos de la losa.

Tabla 5. 6. Espaciamiento de los aceros seleccionados de acuerdo con la cuantía mínima usada.

		CUANTÍA	Area de acero requerido (cm ²)	φ de Acero seleccionado	Area de acero seleccionado (cm ²)	Espaciamiento (As requerido/As min T ²) y espaciamiento utilizado (m)	
MALLA SUPERIOR	MALLA SUPERIOR	0.0012	2.4	φ 3/8"	0.71	0.295833333	0.2
MALLA INFERIOR	MALLA INFERIOR	0.0012	2.4	8mm	0.5	0.208333333	0.2
		0.0024					

Ahora se comprueba si el acero seleccionado al espaciamiento señalado cumple con ser mayor al acero mínimo de 3.6 cm².

$$\text{Acero de la malla superior e inferior} = \frac{\text{Área de acero seleccionado}}{\text{Área de espaciamiento seleccionado}}$$

$$\text{Acero de la malla superior e inferior} = \frac{0.5}{0.2} + \frac{0.71}{0.2} = 6.05 \text{ cm}^2$$

Con lo cual se comprueba que dicho armado cumple con el acero mínimo. Finalmente, se procede a comprobar que el armado cumpla con el momento nominal último generado por las combinaciones que especifica la norma. La tabla 5.7 muestra los valores de φMn en la malla superior e inferior y los momentos últimos obtenidos por amplificación de cargas según la norma.

Tabla 5. 7. Valores de φMn en la malla superior e inferior y los momentos últimos obtenidos por amplificación de cargas según la norma.

	φ de Acero	As Instalado (cm ²)	φMn Instalado (tn.m) (d-As*fy/(2*0.85*f _c *b))*φ*As*fy	Momento Último ETABS O METODO DE COEFICIENTES
Momentos resistentes de la malla superior	φ 3/8"	3.55	2.23	1.92
Momentos resistentes de la malla inferior	8mm	2.5	1.58	1.53

Como se observa, el acero de 8 mm @ 20 cm en la malla inferior genera un φMn de 1.58 tn.m el cual es mayor al Mu de 1.53 tn.m por lo que cumpliría con el diseño por resistencia. Lo mismo ocurre en el acero de la malla superior, acero de φ 3/8" @ 20 cm, cuyo φMn es de 2.23 tn.m el cual es mayor al Mu de 1.92 tn.m

5.2.2. Diseño de las losas aligeradas continuas a la losa maciza.

Para estos elementos estructurales se realizarán los mismos pasos realizados líneas arriba.

5.2.2.1. Diseño por flexión

Amplificando las cargas se desarrolla el D.M.F. (1.4CM + 1.7CV).

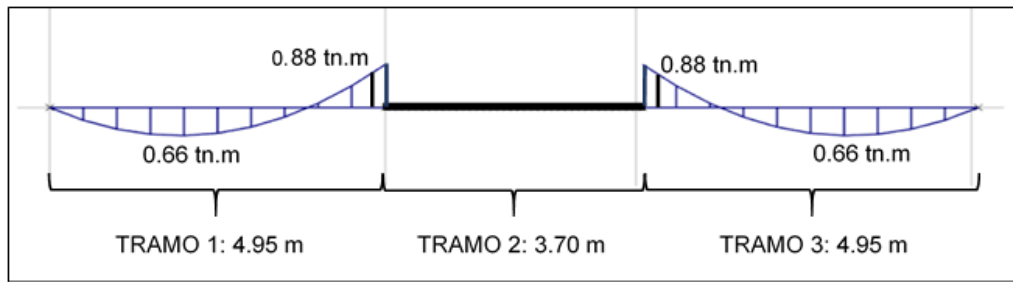


Figura 5. 13. Diagrama de Momento Flector

Acero positivo

El acero positivo se diseña de la misma manera que en las losas aligeradas del tramo 1, con lo cual se obtiene la siguiente tabla de valores.

Tabla 5. 8. Aceros positivos colocados.

Momento Ultimo	Perlate h (cm)	d estimado (cm)	a (cm)	As requerido (cm ²)	As instalado		
					ϕ	As instalado (cm)	ϕ Mn Instalado
0.656	20	17	0.61	1.04	2 ϕ 3/8"	1.42	0.890

Acero negativo

El acero negativo se diseña de la misma manera que en las losas aligeradas del tramo 1, con lo cual se obtiene la siguiente tabla de valores.

Tabla 5. 9. Aceros negativos colocados.

Momento Ultimo	Perlate h (cm)	d estimado (cm)	a (cm)	As requerido (cm ²)	As instalado		
					ϕ	As instalado (cm)	ϕ Mn Instalado
0.88	20	17	0.83	1.40	2 ϕ 3/8"	1.42	0.890

5.2.2.2 Diseño por cortante

Con los valores amplificados se desarrolla el D.F.C.

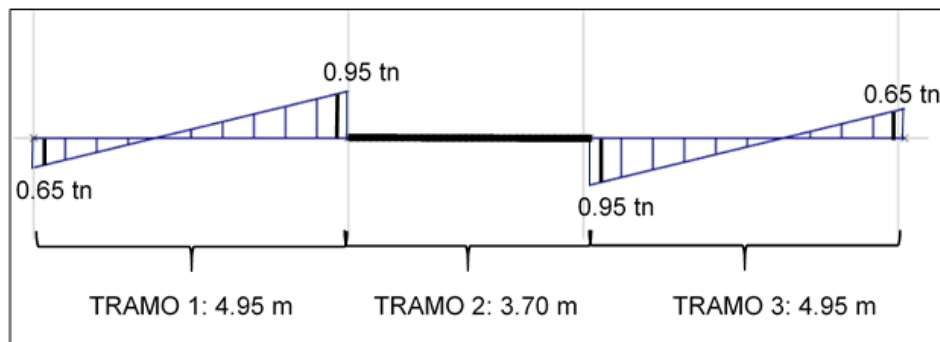


Figura 5. 14. Diagrama de Fuerza Cortante.

Se observa el resumen de las cortantes a “d+e” de los ejes y si el diseño requerirá o no un ensanche en la tabla 5.10.

Tabla 5. 10. Tabla resumen de los valores obtenidos en diseño por cortante.

	Lado	Vu (tn)	ϕVc (tn)	Conclusión
1er tramo	Apoyo 1	0.65	1.22	No requiere ensanche
	Apoyo 2	0.95	1.22	No requiere ensanche
2do tramo	Apoyo 2	0.95	1.22	No requiere ensanche
	Apoyo 3	0.65	1.22	No requiere ensanche

Como se observa en la tabla, no se requiere ensanche de las viguetas.

Diseño final del aligerado

La figura 5.16 muestra la parte inferior del tramo E-F del diseño de la losa aligerada.

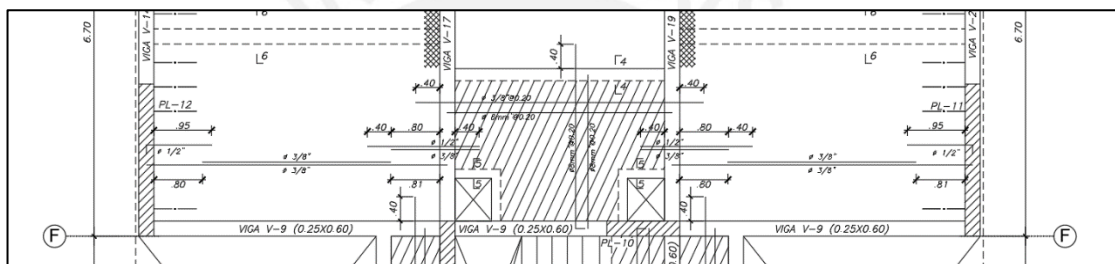


Figura 5. 15. Diseño final del tramo 2: Losa aligerada-maciza-aligerada.

Capítulo 6

Diseño de Vigas

Las vigas se encargan en transferir el peso de las losas a las columnas o placas y se diseñan por flexión y cortante.

6.1. Diseño de la viga V-1 (0.25 x 0.60 m)

En la figura 6.1 se observa la ubicación de la viga V-1, para ser más precisos dicha viga se encuentra en el eje "A".

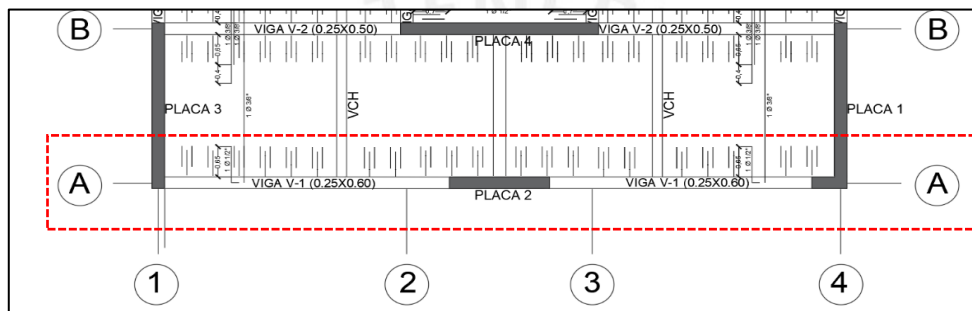


Figura 6. 1. Ubicación de la viga V-1

6.1.1. Metrado de Cargas.

Estos elementos se metran por metro lineal, cabe resaltar que se tiene que realizar dicho procedimiento para el último piso y para los niveles inferiores.

Carga Muerta:

$$\text{Peso propio} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} 0.25\text{m} * 0.6\text{m} = 0.36 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso de la losa} = 0.3 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 1.53\text{m} = 0.46 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 1.78\text{m} = 0.178 \text{ tn/m}$$

$$\text{Parapeto con vidrio} = 1.8 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.15\text{m} * 1.10\text{m} + 0.011 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 2.05\text{m} = 0.309 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Tabiquería} = 1.8 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.15\text{m} * 2.55\text{m} * \frac{3.06}{2} = 1.06 \text{ tn}$$

Carga muerta = 1.307 tn/m

Carga Viva:

$$\text{Sobrecarga (piso típico)} = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 1.78\text{m} = 0.356 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Sobrecarga (último piso)} = 0.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 1.78\text{m} = 0.178 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

Carga de servicio:

$$\text{Carga muerta} + \text{Carga viva (piso típico)} = 1.307 + 0.356 = 1.663 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga muerta} + \text{Carga viva (último piso)} = 0.998 + 0.178 = 1.176 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

Carga última:

$$1.4 * \text{Carga muerta} + 1.7 * \text{Carga viva (piso típico)} = 1.362 + 0.520 = 2.435 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$1.4 * \text{Carga muerta} + 1.7 * \text{Carga viva (último piso)} = 1.362 + 0.260 = 1.69 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Tabiquería} = 1.06 * 1.4 = 1.48 \text{ tn}$$

La figura 6.2 muestra la Viga V-1 (0.25x0.60 m) con sus respectivas cargas de gravedad amplificadas.

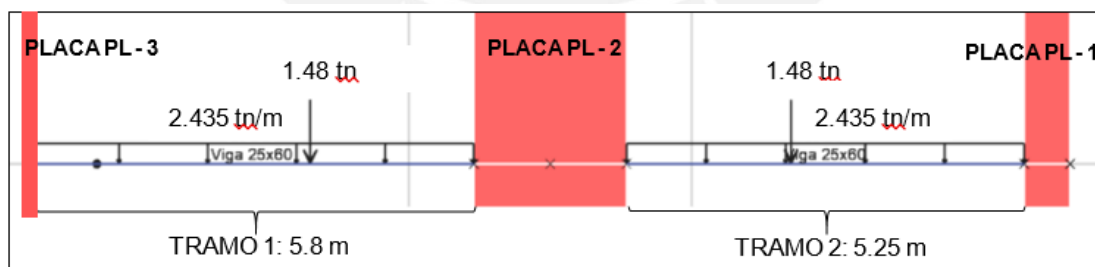


Figura 6. 2. Viga V-1 y sus respectivas cargas de gravedad amplificadas

6.1.2.3. Acero en los tramos intermedios de la viga

La tabla 6.2 nos muestra los momentos últimos positivos, los aceros requeridos, los aceros colocados y si cumple con el A_s max y A_s min de la viga V-1.

Tabla 6. 2. Momentos últimos positivos, aceros requeridos, aceros colocados y verificación de A_s min y A_s Max de la viga V-1

APOYO	TRAMO			
	1 a 2		2 a 3	
	POSITIVO	NEGATIVO	POSITIVO	NEGATIVO
Mu (tn.m)	10.54	4.36	3.49	0
a (cm)	5.10	2.05	1.63	0.00
Asr (cm ²)	5.42	2.18	1.74	0.00
Armado	3 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"
As colocado	6	4	4	4
ϕ Mn (tn.m)	11.61	7.88	7.88	7.88
Verif As min	ok	ok	ok	ok
Verif As max	ok	ok	ok	ok

Como se observa, los aceros seleccionados en cada tramo de la viga cumplen con el requisito de ser mayores al acero mínimo y menores al acero máximo.

6.1.3. Corte de acero

Como se definió en el capítulo 5, el corte de acero se realiza con las recomendaciones realizadas por ingenieros con mucha experiencia en el tema (corte práctico) puesto que las distancias de corte por dicho método son más conservadoras que por el diseño de corte teórico, la recomendación para el corte en este tipo de estructuras es la siguiente:

- $L/3$ para momentos negativos.
- $L/6$ para momentos positivos.

6.1.4. Diseño por Cortante de la Viga V-1.

La figura 6.4 nos muestra la envolvente de fuerzas cortantes de la viga V-1(0.25x0.60 m).

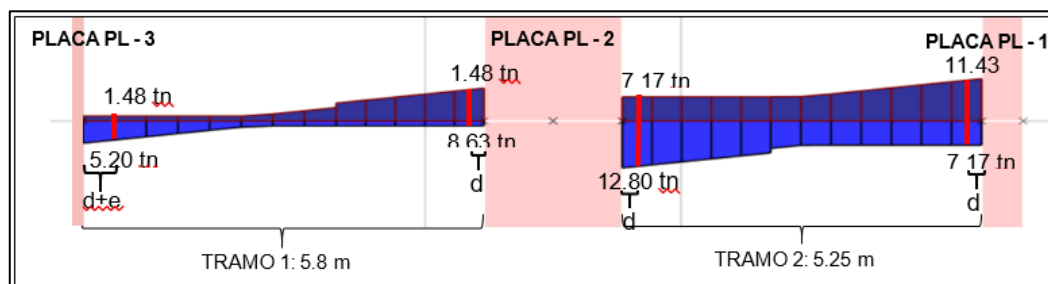


Figura 6. 4. Fuerzas cortantes de la viga V-1 (envolvente)

6.1.4.1. Cortante obtenida del diagrama de fuerzas cortantes

La cortante más crítica en la viga se ubica en el tramo 2.

$$Vu \text{ del análisis} = 12.80 \text{ ton}$$

6.1.4.2. Cortante por capacidad en el tramo más cargado

Criterio a:

$$Vu(a) = \frac{Mni + Mnd}{ln} + \frac{Wu * ln}{2}$$

$$Vu = \frac{29.39 + 16.88}{5.23} + \frac{6.97 * 5.23}{2} = 27.07 \text{ tn}$$

Criterio b:

La cortante de las combinaciones se amplifica 2.5

$$Vu(b) = 24.53 \text{ tn}$$

Finalmente, tomamos el menor valor de ambos criterios.

$$Vu \text{ capacidad} = 24.53 \text{ ton}$$

La tabla 6.3 nos muestra un resumen de los valores de la cortante de capacidad del tramo más crítico de la viga V-1.

Tabla 6. 3. Diseño por capacidad

L (m)	TRAMO 2			
	5.25			
Vu análisis(ton) del ETABS	13.24		11.75	
	Mni Para la izquierda	Mni Para la derecha	Mnd Para la izquierda	Mnd Para la derecha
	29.39	16.21	16.88	26.18
Wu (tn.m) + 1.25(Vcm+Vcv) del ETABS ISOST	6.18		6.18	
Criterio (a)	25.03		24.30	
Criterio (b) multiplicando a 2.5 en ETABS	24.53		23.19	
Vu diseño(ton)	24.53		23.19	
Vu diseño final / tramo (ton)	24.53			

Al ser el valor de cortante por capacidad mucho mayor al valor de cortante obtenido con la combinación de cargas, regirá al análisis por capacidad.

6.1.4.3. Armado de estribos de acuerdo con el diseño por cortante

Primer tramo de estribos variables:

$$Vu \text{ max} = 2.6 * \emptyset * \sqrt{f'c} * bw * d = 48.04 \text{ ton}$$

V_u del análisis = 24.53 ton

$$V_c = 0.53 * bw * d * \sqrt{f'c} = 10.37 \text{ ton}$$

\emptyset de acero a utilizar como estribo = $\emptyset 3/8'' = 0.71 \text{ cm}$ de diámetro

$$V_s = \left(\left(\frac{V_u}{\emptyset} \right) - V_c \right) = 18.49 \text{ ton}$$

$$\text{Espaciamiento requerido} = A_v * f_y * \frac{d}{s} = 17.42 \approx 15.00 \text{ cm}$$

Longitud del primer tramo de estribos variables = 115 cm

Segundo tramo de estribos variables:

$$V_u = \emptyset * V_s = 15.72 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.53 * bw * d * \sqrt{f'c} = 10.37 \text{ ton}$$

\emptyset de acero a utilizar como estribo = $\emptyset 3/8'' = 0.71 \text{ cm}$ de diámetro

$$V_s = \left(\left(\frac{V_u}{\emptyset} \right) - V_c \right) = 5.93 \text{ ton}$$

$$\text{Espaciamiento requerido} = A_v * f_y * \frac{d}{s} = 39.65 \approx 25 \text{ cm}$$

Longitud del segundo tramo de estribos variables = 66 cm = 70 cm

Zona de estribos mínimos:

$$V_s \text{ lim} = 1.1 * \sqrt{f'c} * bw * d = 21.52$$

$$V_s < V_s \text{ lim} \rightarrow s \leq 60 \text{ cm o } \frac{d}{2} = 27 \text{ cm}$$

Finalmente, el armado quedaría de la siguiente manera.

Estribos $\emptyset 3/8''$: 1@0.05m, 8@0.15m, resto @0.25m

6.1.4.4. Armado de estribos de acuerdo con el capítulo 21 de la norma E.060 (2009)

El confinamiento de la viga se obtiene de la siguiente manera:

$$\text{Zona de confinamiento} = 2h = 2 * 0.6 = 1.20 \text{ m}$$

La separación de los estribos se obtiene con el menor de los siguientes cálculos:

- $d/4 = 13.5 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$
- $10 \varphi \text{ barra long} = 12.7 \text{ cm}$
- $24 \varphi \text{ estribo} = 19.2 \text{ cm}$
- 30 cm

Entonces, espaciaremos los estribos cada diez centímetros en la zona de confinamiento.

Para el resto de la viga se utiliza el siguiente espaciamiento como mínimo.

$$0.5 d = 27 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

Finalmente, el armado de la viga de acuerdo con el capítulo 21 de la norma E.060 será:

Estribos $\phi 3/8''$ el primero 1 @0.05m, 12@0.10m, resto @0.25m

Entonces, se escoge el armado más conservador entre el armado realizado por el diseño por cortante y el armado realizado de acuerdo con la norma E.060 (2009).

Armado final: Estribos $\phi 3/8''$: 1@0.05m, 12@0.10m, resto @0.25m

6.1.5. Control de fisuración.

Para realizar el control de fisuración, se debe encontrar el tramo con mayor tracción para cargas de servicio. La figura 6.5 muestra el diagrama de momento flector para cargas de servicio.

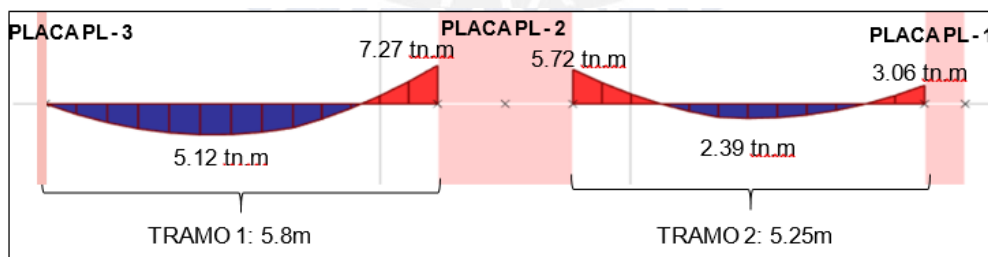


Figura 6. 5. Diagrama de momento flector para cargas de servicio

La fibra con más tracción es la que tiene 7.27 tn.m., el armado en dicho lugar se observa en el siguiente corte transversal de la viga. La figura 6.6 muestra la sección final del tramo 1 de la viga.

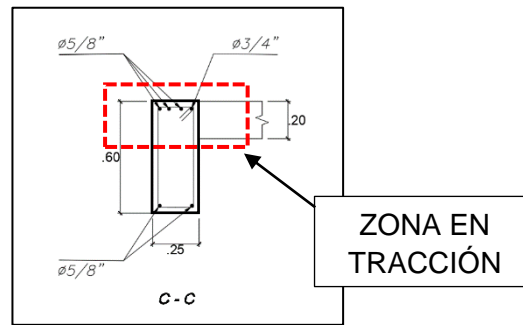


Figura 6. 6. Sección final del tramo 1 en tracción de la viga

De la figura 6.6 se obtiene:

- N° de Barras = 4 barras
- As de la zona en tracción = 8.84 cm²
- bw = 25 cm
- dc = 4 + 0.95 + 1.58 / 2 = 5.745 cm
- X = (4+0.95+1.58+2.54+1.58+0.95+4) / 2 = 7.81 cm

Para controlar la fisuración, Z tiene que ser menor a 26000 kg/cm.

$$Z = fs * \sqrt[3]{dc * Act}$$

$$Act = \frac{2 * X * bw}{N^{\circ} \text{ barras}} = \frac{2 * 7.81 * 25}{4} = 97.63 \text{ cm}^2$$

Caso 1: fs = 0.6*fy

$$Z = 2520 \text{ kg/cm}^2 * \sqrt[3]{5.745 \text{ cm} * 78.10 \text{ cm}^2} = 20781.85 \text{ kg/cm} \leq 26000 \text{ kg/cm} \dots Ok$$

Caso 2: fs = Ms/(As*0.9*d)

$$fs = \frac{727000 \text{ kg.cm}}{10 \text{ cm}^2 * 0.9 * 52 \text{ cm}} = 1692.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = 1553.42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \sqrt[3]{5.745 \text{ cm} * 78.10 \text{ cm}^2} = 13954.99 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \leq \frac{26000 \text{ kg}}{\text{cm}} \dots Ok$$

Como se observa, tanto en el caso 1 como en el caso 2 el valor de “Z” es menor al exigido por la norma. Por ello, la viga no presentará fisuración.

6.1.6. Control de deflexiones

La viga V-1 (0.25 x 0.60 m) está formada por dos tramos separados por un muro de corte. Se tomará el tramo más largo ya de la viga ya que está más susceptible a tener deflexiones mayores. La figura 6.7 muestra la viga V-1 y el tramo 1 al cual se le realiza el control de deflexiones.

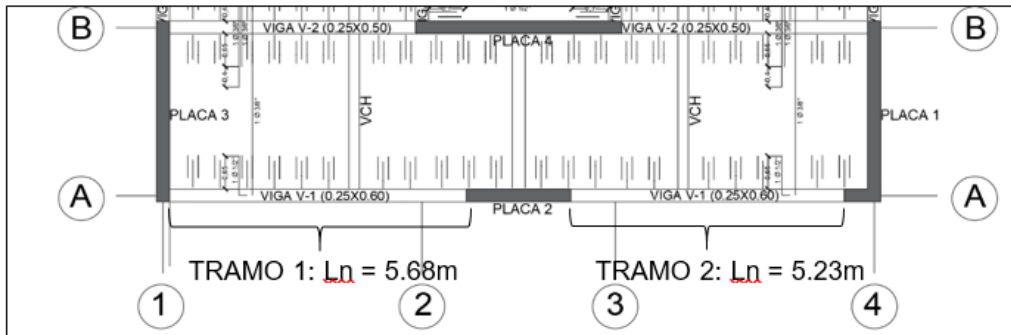


Figura 6. 7. Ubicación de la viga V-1 (0.25 x 0.60 m) en el plano

Como el tramo 1 es un tramo exterior, se procede a calcular el valor de $I-cr1$ y el $I+cr3$.

Al ser un tramo exterior, el valor de I_{ef} se calcula de la siguiente manera.

$$I_{ef} = \frac{I - cr1 + 2 * I + cr3}{3}$$

Para calcular el $I-cr1$ y el $I+cr3$ se tienen las siguientes secciones.

Cálculo de I_{cr-1}

As colocado: 8.84 cm²

A's colocado: 6 cm²

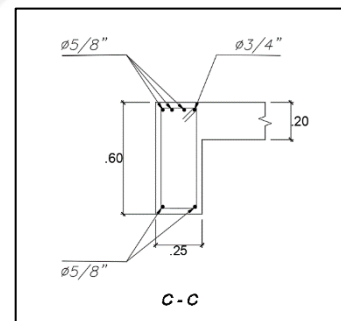
d: 54 cm

d': 54 cm

n = Es/Ec: 9.2

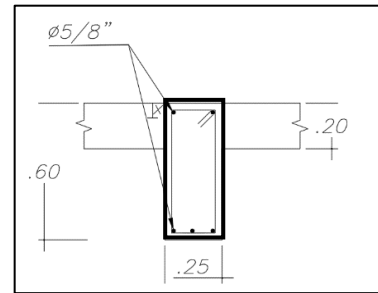
c: 14.87 cm

$$I_{cr-1} = (bc^3/3+nAs(d-c)^2+(n-1)As'(c-d')^2): 202157.14 \text{ cm}^4$$



Cálculo de I_{cr+3}

As colocado:	6 cm ²
A's colocado:	4 cm ²
d:	54 cm
d':	54 cm
n = Es/Ec:	9.2
c:	12.28 cm



$$I_{cr+3} = (bc^3/3 + nA_s(d-c)^2 + (n-1)A_s'(c-d')^2): \quad 168610.72 \text{ cm}^4$$

Cálculo de I_{ef}

$$I_{ef} = \frac{I - cr + 2 * I + cr^3}{3} = \frac{202157.14 + 2 * 169610.72}{3} = 179792.86 \text{ cm}^4$$

6.1.6.1. Deflexión instantánea por carga muerta

De acuerdo con las deflexiones elásticas en vigas simples, la deflexión se obtendría con la siguiente ecuación:

$$\Delta\phi = \frac{5 * L^2}{48 * E_c * I_{ef}} * (M_{cl}^+ - 0.1 * (M_i + M_d))$$

$$\Delta\phi \text{ C.M.} = \frac{5 * 568^2}{48 * 217370.65 * 179792.86} * (420000 - 0.1 * (0 + 528000)) = 0.316 \text{ cm}$$

6.1.6.2. Deflexión instantánea por carga viva

$$\Delta\phi \text{ C.M.} = \frac{5 * 568^2}{48 * 217370.65 * 179792.86} * (91930 - 0.1 * (0 + 121950)) = 0.069 \text{ cm}$$

6.1.6.3. Factor de amplificación para obtener las deflexiones diferidas

El factor de amplificación se obtendrá de la siguiente manera.

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

Donde:

ξ (5 años o más): 2

ρ' ($A_s'/(b*d')$): 0.0030

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 * 0.0030} = 1.74$$

6.1.6.4. Deflexión total

La deflexión total del presente tramo de viga se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta_{total} = \Delta d_{cm} + 30\% \Delta d_{cv} + \Delta i_{cv}$$

$$\Delta_{total} = 1.74 * 0.316 + 0.3 * 1.74 * 0.069 + 0.069 = 0.654 \text{ cm}$$

6.1.6.5. Deflexión permisible

Al existir un tabique sobre la viga V-1 la deflexión máxima permisible será:

$$\Delta_{límite} = \frac{L}{480} = \frac{580}{480} = 1.183 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se confirma que la deflexión total cumple con ser menor que la permisible.

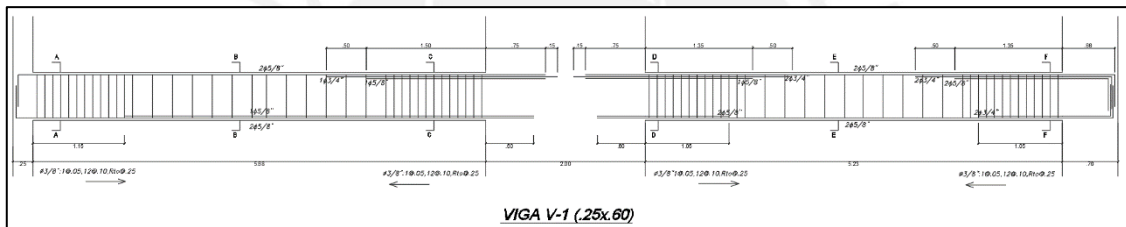


Figura 6. 8. Armado del refuerzo de la viga V-1

6.2 Diseño de la viga V-13 (0.25x0.60 m)

La viga V-13 se ubica en sentido vertical y en el eje “1” tal y como se muestra en la siguiente figura 6.9.

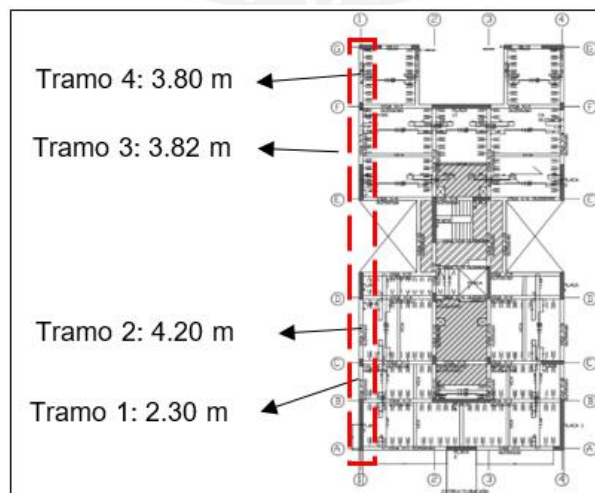


Figura 6. 9. Ubicación de la viga V-13

6.2.1. Medrado de Cargas del tramo más cargado

Las vigas se metran por metro lineal. Cabe resaltar que se tiene que realizar dicho procedimiento para el último piso y para los niveles inferiores.

Carga Muerta:

$$\text{Peso propio} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} 0.25\text{m} * 0.6\text{m} = 0.36 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso de la losa} = 0.3 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 2.35\text{m} = 0.705 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 2.60\text{m} = 0.260 \text{ tn/m}$$

$$\text{Tabiquería paralela} = 1.8 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.15\text{m} * 2.15\text{m} = 0.581 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Tabiquería perpendicular} = 1.8 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.15\text{m} * 2.55\text{m} * \frac{5.20}{2} \text{m} = 1.79 \text{ tn}$$

$$\text{Carga muerta} = 1.906 \text{ tn/m}$$

Carga Viva:

$$\text{Sobrecarga (piso típico)} = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 2.6\text{m} = 0.520 \text{ tn/m}$$

$$\text{Sobrecarga (último piso)} = 0.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 2.6\text{m} = 0.260 \text{ tn/m}$$

Carga de servicio:

$$\text{Carga muerta} + \text{Carga viva (piso típico)} = 1.906 + 0.520 = 2.426 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga muerta} + \text{Carga viva (último piso)} = 1.325 + 0.260 = 1.585 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

Carga última:

$$1.4 * \text{Carga muerta} + 1.7 * \text{Carga viva (piso típico)} = 2.668 + 0.884 = 3.552 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$1.4 * \text{Carga muerta} + 1.7 * \text{Carga viva (último piso)} = 1.855 + 0.442 = 2.297 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$1.4 * \text{Carga muerta del tabique perpendicular} = 1.79 * 1.4 = 2.506 \text{ tn}$$

La figura 6.10 muestra el tramo 3 y 4 de la Viga V-13 (0.25x0.60 m) con sus respectivas cargas de gravedad amplificadas.

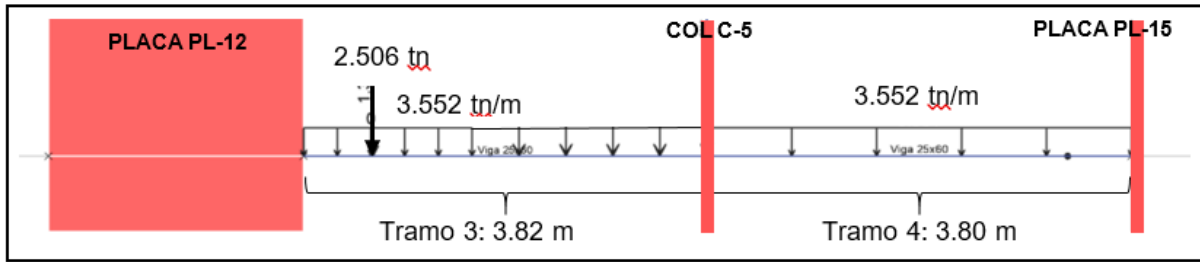


Figura 6. 10. Viga V-13 y sus respectivas cargas de gravedad amplificadas

6.2.2. Diseño por Flexión de la Viga V-13.

La figura 6.11 nos muestra la envolvente de los D.M.F. de la viga V-13 (0.25 x 0.60 m) más cargada.

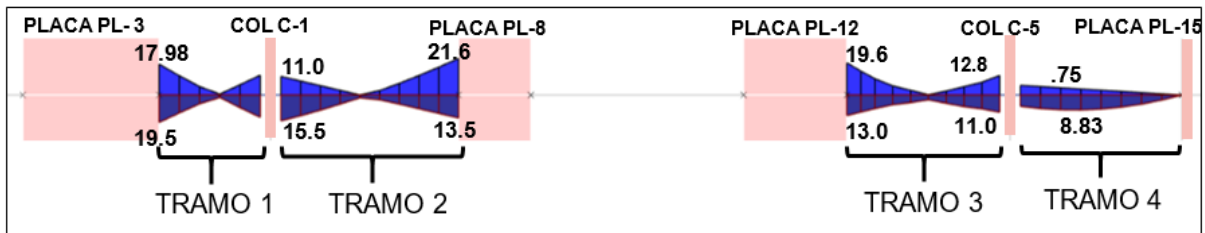


Figura 6. 11. Envolvente de momentos flectores de la viga V-13 (0.25 x 0.60 m) más cargada

6.2.2.1. Acero mínimo ($A_s \text{ min}$) y acero máximo ($A_s \text{ máx}$)

Los aceros mínimos y máximos se calculan con las ecuaciones 4.5, 4.6 y 4.7.

$$A_s \text{ min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} * d * b = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ max} = 0.85 * \frac{f'c}{f_y} * \beta_1 * 0.43 * d * b = 20.97 \text{ cm}^2$$

6.2.2.2. Acero en los apoyos de la viga

Para el cálculo de los aceros se utilizan las ecuaciones 4.1, 4.2, 4.3 y 4.4 del presente proyecto; la tabla 6.4 muestra los momentos últimos negativos, aceros requeridos, aceros colocados y el cumplimiento de $A_s \text{ max}$ y $A_s \text{ min}$ de la viga V – 13.

Tabla 6. 4. Momentos últimos negativos, aceros requeridos, aceros colocados y verificación de As min y As Max de la viga V-13

TRAMO	TRAMO 1				TRAMO 2				TRAMO 3				TRAMO 4			
	APOYO IZQUIERDA		APOYO DERECHA		APOYO IZQUIERDA		APOYO DERECHA		APOYO IZQUIERDA		APOYO DERECHA		APOYO IZQUIERDA		APOYO DERECHA	
	POSITIVO	NEGATIVO	POSITIVO	NEGATIVO	POSITIVO	NEGATIVO	POSITIVO	NEGATIVO	POSITIVO	NEGATIVO	POSITIVO	NEGATIVO	POSITIVO	NEGATIVO	POSITIVO	NEGATIVO
Mu (tn.m)	17.98	19.52	14.31	13.54	15.53	11	13.59	21.67	13.07	19.63	11.03	12.85	7.15	5.79	0	0
a (cm)	9.05	9.91	7.06	6.65	7.71	5.34	6.68	11.69	6.41	9.97	5.35	6.29	3.40	2.74	0.00	0.00
Asr (cm ²)	9.61	10.53	7.50	7.07	8.19	5.67	7.10	12.42	6.81	10.60	5.69	6.68	3.62	2.91	0.00	0.00
Armado	2φ5/8"+2φ3/4"	3φ5/8"+1φ3/4"	3φ5/8"+1φ3/4"	4φ5/8"	3φ5/8"+1φ3/4"	3φ5/8"	4φ5/8"	5φ5/8"+1φ3/4"	2φ5/8"+1φ3/4"	3φ5/8"+1φ3/4"	3φ5/8"	4φ5/8"	3φ5/8"	4φ5/8"	2φ5/8"	2φ5/8"
As colocada	9.68	11.10	8.84	8	8.84	6	8	12.84	6.84	11.10	6	8	6.00	8	4	4
φ Mn (tn.m)	18.09	20.47	16.65	15.19	16.65	11.61	15.19	22.31	13.13	20.47	11.61	15.19	11.61	15.19	7.88	7.58
Verif As min	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Verif As max	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

6.2.2.3. Acero en los tramos intermedios de la viga

La tabla 6.5 nos muestra los momentos últimos positivos, los aceros requeridos, los aceros colocados y el cumplimiento de As max y As min de la viga V-13.

Tabla 6. 5. Momentos últimos positivos, aceros requeridos, aceros colocados y verificación de As min y As Max de la viga V-13

TRAMO	TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3		TRAMO 4	
	POSITIVO	NEGATIVO	POSITIVO	NEGATIVO	POSITIVO	NEGATIVO	POSITIVO	NEGATIVO
Mu (tn.m)	2.32	2.86	2.52	2.01	3.61	1.24	8.83	3.41
a (cm)	1.08	1.34	1.17	0.93	1.69	0.57	4.24	1.60
Asr (cm ²)	1.15	1.42	1.25	0.99	1.80	0.61	4.50	1.70
Armado	2φ5/8"	2φ5/8"	2φ5/8"	2φ5/8"	2φ5/8"	2φ5/8"	3φ5/8"	2φ5/8"
As colocado	4	4	4	4	4	4	6	4
φ Mn (tn.m)	7.88	7.88	7.88	7.88	7.88	7.88	11.61	7.88
Verif As min	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Verif As max	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Como se observa, los aceros seleccionados en cada tramo de la viga cumplen con el requisito de ser mayores al acero mínimo y menores al acero máximo.

6.2.3. Corte de acero

Como se definió en el capítulo anterior, el corte de acero se realiza con las recomendaciones realizadas por ingenieros con mucha experiencia en el tema (corte práctico) puesto que las distancias de corte por dicho método son más conservadoras que por el diseño de corte teórico, la recomendación para el corte en este tipo de estructuras es la siguiente:

- L/5 o L/4 para momento negativos
- L/6 o L/7 para momentos positivos

6.2.4. Diseño por Cortante de la Viga V-13.

La siguiente figura nos muestra la envolvente de los D.F.C. en los tramos más críticos de la viga V-13 (0.25 x 0.60 m) más cargada.

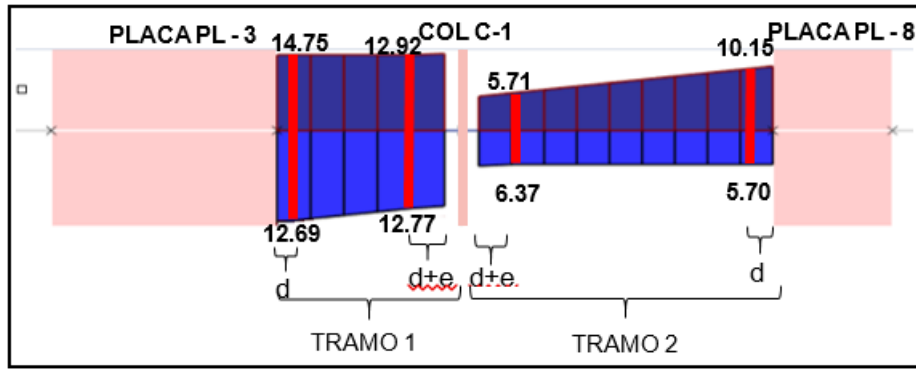


Figura 6. 12. Envolvente de fuerzas cortantes de la viga V-13 (0.25 x 0.60 m) del tamo más cargado

6.2.4.1. Cortante obtenida del diagrama de fuerzas cortantes

La cortante más crítica en la viga se ubica en el tramo 2.

$$Vu \text{ del análisis} = 14.75 \text{ ton}$$

6.2.4.2. Cortante por capacidad en el tramo más cargado

Criterio a:

$$Vu(a) = \frac{Mni + Mnd}{ln} + \frac{Wu * ln}{2}$$

$$Vu = \frac{22.74 + 18.50}{2.70} + \frac{3.552 * 2.70}{2} = 20.07 \text{ tn}$$

Criterio b:

Amplificando 2.5 la cortante máxima de sismo carga de sismo.

$$Vu(b) = 34.52 \text{ tn}$$

Se toma el menor de ambos criterios.

$$Vu \text{ capacidad} = 20.07 \text{ ton}$$

En la tabla 6.6 se puede observar la cortante de capacidad del tramo más crítico de la viga V - 13.

Tabla 6. 6. Diseño por capacidad

L (m)	TRAMO 1			
	2.70			
Vu análisis(ton) del ETABS	14.75		12.92	
	Mni Para la izquierda	Mni Para la derecha	Mnd Para la izquierda	Mnd Para la derecha
	22.74	20.10	18.50	16.88
Wu (tn.m) + 1.25(Vcm+Vcv) del ETABS ISOST	1.44		1.44	
Criterio (a)	17.22		15.64	
Criterio (b) multiplicando a 2.5 en ETABS	34.52		32.66	
Vu diseño(ton)	17.22		15.64	
Vu diseño final / tramo (ton)	17.22			

Como la cortante obtenida por la combinación de cargas es menor a la cortante por capacidad, regirá al análisis por capacidad.

6.2.4.3. Armado de estribos de acuerdo con el diseño por cortante

Primer tramo de estribos variables:

$$V_u \text{ max} = 2.6 * \phi * \sqrt{f'c} * b_w * d = 48.04 \text{ ton}$$

$$V_u \text{ del análisis} = 20.07 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.53 * b_w * d * \sqrt{f'c} = 10.37 \text{ ton}$$

$$\phi \text{ de acero a utilizar como estribo} = \phi 3/8" = 0.71 \text{ cm de diámetro}$$

$$V_s = \left(\left(\frac{V_u}{\phi} \right) - V_c \right) = 13.24 \text{ ton}$$

$$\text{Espaciamiento requerido} = A_v * f_y * \frac{d}{s} = 24.32 \approx 22.5 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud del primer tramo de estribos variables} = 59 \text{ cm}$$

Segundo tramo de estribos variables:

$$V_u = \phi * V_s = 11.26 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.53 * b_w * d * \sqrt{f'c} = 10.37 \text{ ton}$$

$$\phi \text{ de acero a utilizar como estribo} = \phi 3/8" = 0.71 \text{ cm de diámetro}$$

$$V_s = \left(\left(\frac{V_u}{\phi} \right) - V_c \right) = 2.87 \text{ ton}$$

$$\text{Espaciamiento requerido} = A_v * f_y * \frac{d}{s} = 112.3 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud del primer tramo de estribos variables} = 16 \text{ cm}$$

Zona de estribos mínimos:

$$V_s \text{ lim} = 1.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 21.52$$

$$V_s < V_s \text{ lim} \rightarrow s \leq 60 \text{ cm o } \frac{d}{2} = 27 \text{ cm}$$

Finalmente, el armado quedaría de la siguiente manera.

$$\text{Estribos } \phi 3/8": 1@0.05\text{m}, 3@0.225\text{m}, \text{resto } @0.25\text{m}$$

6.2.4.4. Armado de estribos de acuerdo con el capítulo 21 de la norma E.060 (2009)

Primero calcularemos la longitud de confinamiento especial:

$$\text{Zona de confinamiento} = 2h = 2 * 0.6 = 1.20 \text{ m}$$

Según el capítulo 21, los estribos deben de estar espaciados la menor longitud:

- $d/4$ = 13.5 cm = 10 cm
- 24ϕ estribo = 19.2 cm
- 30 cm
- 10ϕ barra long = 12.7 cm

Por ello, el espaciamiento en la zona de confinamiento será 10 cm. Por otro parte, la separación fuera de la zona de confinamiento será.

$$0.5 d = 27 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

El armado de acuerdo con el capítulo 21 de la norma E.060 será de la siguiente forma:

Estribos ϕ 3/8" el primero 1 @0.05m, 12@0.10m, resto @0.25m

Finalmente, se escoge el armado más conservador entre el armado realizado por el diseño por cortante y el armado realizado de acuerdo con la norma E.060 (2009).

Armado final: Estribos ϕ 3/8": 1@0.05m, 12@0.10m, resto @0.25m

6.2.5. Control de fisuración.

La viga V-13 (0.25 x 0.60 m) está formada por dos tramos separados por una columna. Se tomará el tramo más largo ya de la viga ya que está más susceptible a tener deflexiones mayores. La figura 6.13 muestra la viga V-13 y el tramo 2 al cual se le realiza el control de deflexiones.

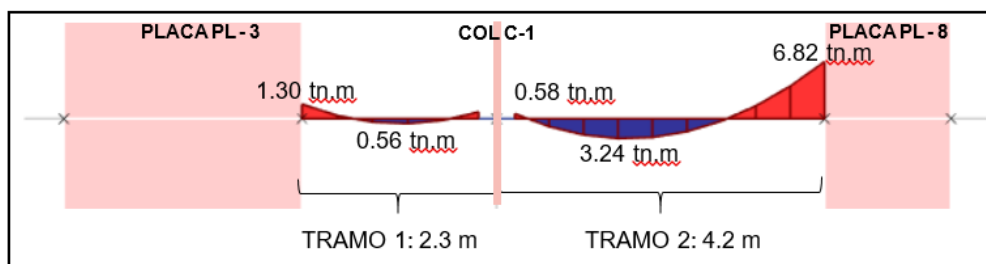


Figura 6. 13. Diagrama de momento flector para cargas de servicio

La fibra con más tracción es la que tiene 7.27 tn.m., el armado en dicho lugar se observa en el siguiente corte transversal de la viga. En la figura 6.14 se observa la sección final del tramo 1 de la viga.

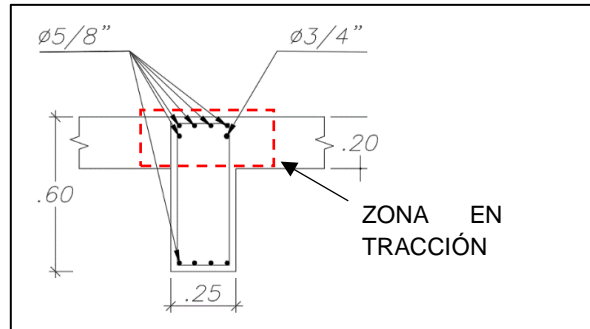


Figura 6. 14. Sección final del tramo 1 en tracción de la viga

De la figura 6.14 se obtiene:

- N° de Barras = 6 barras
- As de la zona en tracción = 12.84 cm²
- bw = 25 cm
- dc = 4 + 0.95 + 1.91 / 2 = 5.905 cm
- X = (4+0.95+1.91+2.54+1.91+0.95+4) / 2 = 8.13 cm

Para controlar la fisuración, Z tiene que ser menor a 26000 kg/cm.

$$Z = fs * \sqrt[3]{dc * Act}$$

$$Act = \frac{2 * X * bw}{N^{\circ} barras} = \frac{2 * 8.13 * 25}{6} = 67.75 \text{ cm}^2$$

Caso 1: fs = 0.6*fy

$$Z = 2520 \text{ kg/cm}^2 * \sqrt[3]{5.905 \text{ cm} * 67.75 \text{ cm}^2} = 18568.51 \text{ kg/cm} \leq 26000 \text{ kg/cm} \dots Ok$$

Caso 2: fs = Ms/(As*0.9*d)

$$fs = \frac{678000 \text{ kg.cm}}{12.84 \text{ cm}^2 * 0.9 * 52 \text{ cm}} = 1128.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = 1128.29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \sqrt[3]{5.905 \text{ cm} * 67.75 \text{ cm}^2} = 8313.72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \leq \frac{26000 \text{ kg}}{\text{cm}} \dots Ok$$

Tanto en el caso 1 como en el caso 2 el valor de “Z” es menor al exigido por la norma. Por ello, en la presente viga no se presentará fisuración.

6.2.6. Control de deflexiones.

La viga V-13 (0.25 x 0.60 m) está formada por cuatro tramos. En el caso de la viga V-13, el tramo 3 es el más crítico. La figura 6.15 muestra la viga V-13 y el tramo 3 al cual se le realiza el control de deflexiones.

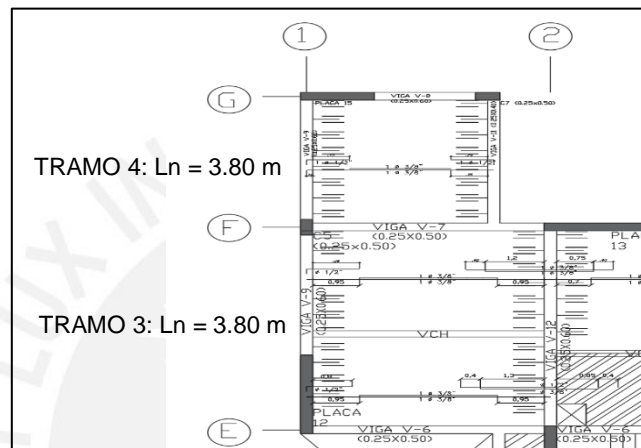


Figura 6. 15. Tramo más crítico para controlar las deflexiones en la viga V-13

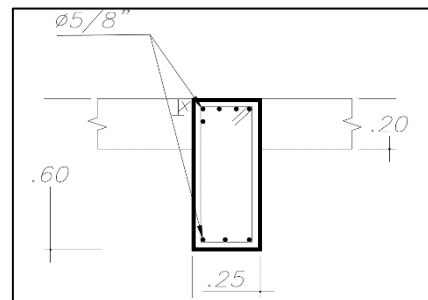
Debido a que el tramo 4 es un tramo exterior, se procede a calcular el valor de I-cr1 y el I+cr3. Al ser un tramo exterior, el valor de Ief se calcula de la siguiente manera.

$$I_{ef} = \frac{I - cr1 + 2 * I + cr3}{3}$$

Para calcular el I-cr1 y el I+cr3 se tienen las siguientes secciones.

Cálculo de Icr-1

As colocado:	11.10 cm ²
A's colocado:	6.84 cm ²
d:	54 cm
d':	54 cm
n = Es/Ec:	9.2
c:	15.45 cm



$$I_{cr-1} = (bc^3/3 + nA_s(d-c)^2 + (n-1)A_s'(c-d')^2): \quad 257430.77 \text{ cm}^4$$

Cálculo de I_{cr+3}

$$A_s \text{ colocado:} \quad 4 \text{ cm}^2$$

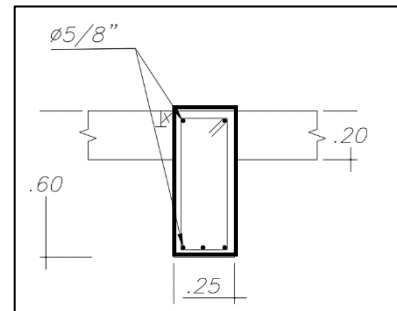
$$A_s' \text{ colocado:} \quad 4 \text{ cm}^2$$

$$d: \quad 54 \text{ cm}$$

$$d': \quad 54 \text{ cm}$$

$$n = E_s/E_c: \quad 9.2$$

$$c: \quad 9.83 \text{ cm}$$



$$I_{cr+3} = (bc^3/3 + nA_s(d-c)^2 + (n-1)A_s'(c-d')^2): \quad 143716.58 \text{ cm}^4$$

Cálculo de I_{ef}

$$I_{ef} = \frac{(I - cr^3) + 2 * (I + cr^3)}{3} = \frac{257430.77 + 2 * 143716.58}{3} = 181621.31 \text{ cm}^4$$

Deflexión instantánea por carga muerta

De acuerdo con las deflexiones elásticas en vigas simples, la deflexión se obtiene con la siguiente ecuación:

$$\Delta\phi = \frac{5 * L^2}{48 * E_c * I_{ef}} * (M_{cl}^+ - 0.1 * (M_i + M_d))$$

$$\Delta\phi \text{ C.M.} = \frac{5 * 380^2}{48 * 217370.65 * 143716.58} * (174000 - 0.1 * (481000 + 112000))$$

$$\Delta\phi \text{ C.M} = 0.0437 \text{ cm}$$

Deflexión instantánea por carga viva

$$\Delta\phi \text{ C.V.} = \frac{5 * 568^2}{48 * 217370.65 * 143716.58} * (32210 - 0.1 * (81720 + 33650))$$

$$\Delta\phi \text{ C.V.} = 0.0078 \text{ cm}$$

Factor de amplificación para obtener las deflexiones diferidas

El factor de amplificación se obtendrá de la siguiente manera.

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

Donde

ξ (5 años o más): 2

ρ' ($A_s'/(b \cdot d')$): 0.0030

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 * 0.0030} = 1.74$$

Deflexión total

La deflexión total del presente tramo de viga se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta_{total} = \Delta d_{cm} + 30\% \Delta d_{cv} + \Delta i_{cv}$$

$$\Delta_{total} = 1.74 * 0.044 + 0.3 * 1.74 * 0.0078 + 0.0078 = 0.089 \text{ cm}$$

Deflexión permisible

Al existir un tabique sobre la viga V-1 la deflexión máxima permisible será:

$$\Delta_{\text{límite}} = \frac{L}{480} = \frac{380}{480} = 0.791 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se confirma que la deflexión total cumple con ser menor que la permisible.

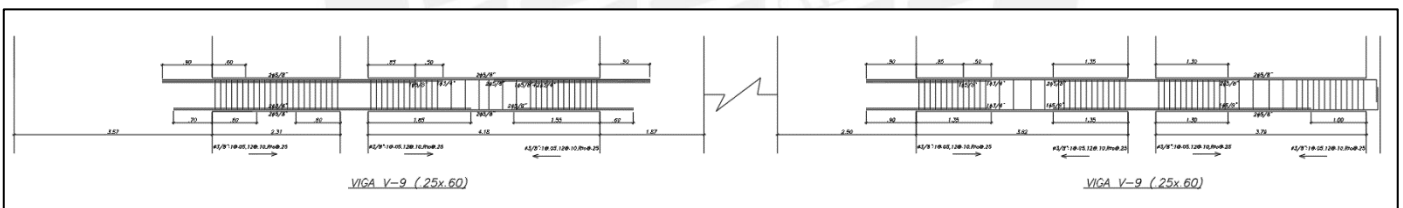


Figura 6. 16. Armado del refuerzo de la viga V-13

Capítulo 7

Diseño de Columnas

Estos elementos estructurales se encargan de recibir las cargas de gravedad (losas, piso terminado, tabiques, vigas y sobrecarga) en cada nivel de la estructura. Estas cargas luego son transferidas hacia la cimentación para posteriormente ir al suelo.

7.1. Diseño de la columna C-2 (0.30 x 0.50 m)

Dicha columna se encuentra entre los ejes “C” y “2”. El metrado de cargas se realizará en tres zonas (último piso, piso típico y primer piso). En la figura 7.1 se observa la columna a diseñar y su respectiva área tributaria.

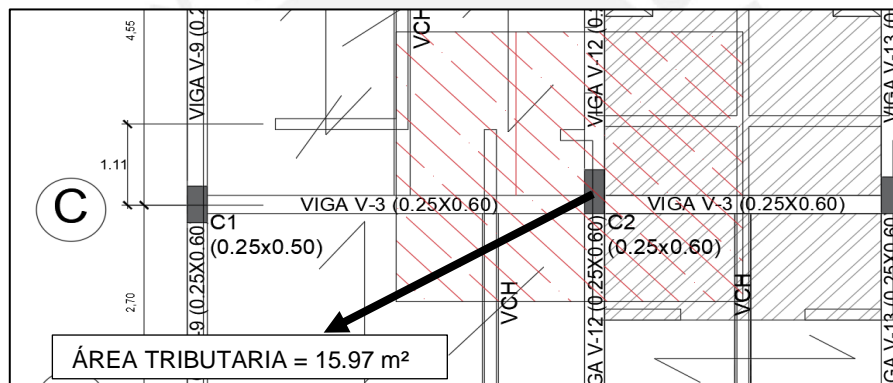


Figura 7. 1. Ubicación de la columna C-2 con su respectiva área tributaria

7.1.1. Metrado de cargas y combinación de cargas de acuerdo con la norma.

7.1.1.1. Metrado de cargas muertas

Último piso:

$$\text{Losa maciza} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.2 \text{ m} * 6.01 \text{ m}^2 = 2.88 \text{ ton}$$

$$\text{Losa aligerada} = 0.3 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 8.19 \text{ m}^2 = 2.46 \text{ ton}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 15.98 \text{ m}^2 = 1.60 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de vigas (0.25x0.60)} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.25 \text{ m} * 0.6 \text{ m} * 7.16 \text{ m} = 2.58 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de la columna} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.25 \text{ m} * 0.60 \text{ m} * 2.75 \text{ m} = 0.99 \text{ ton}$$

CARGA MUERTA = 10.51 ton

Piso típico:

$$\text{Losa maciza} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.2 \text{ m} * 6.01 \text{ m}^2 = 2.88 \text{ ton}$$

$$\text{Losa aligerada} = 0.3 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 8.19 \text{ m}^2 = 2.46 \text{ ton}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 15.98 \text{ m}^2 = 1.60 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de vigas (0.25x0.60)} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.25 \text{ m} * 0.6 \text{ m} * 7.16 \text{ m} = 2.58 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de la columna} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.25 \text{ m} * 0.60 \text{ m} * 2.75 \text{ m} = 0.99 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de tabiques sobre losa maciza} = 1.8 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.15 \text{ m} * 2.55 \text{ m} * 13.68 \text{ m} = 9.42 \text{ tn}$$

CARGA MUERTA = 19.93 ton

Primer piso:

$$\text{Losa maciza} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.2 \text{ m} * 6.01 \text{ m}^2 = 2.88 \text{ ton}$$

$$\text{Losa aligerada} = 0.3 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 8.19 \text{ m}^2 = 2.46 \text{ ton}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 15.98 \text{ m}^2 = 1.60 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de vigas (0.25x0.60)} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.25 \text{ m} * 0.6 \text{ m} * 7.16 \text{ m} = 2.58 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de la columna} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.25 \text{ m} * 0.60 \text{ m} * 2.75 \text{ m} = 0.99 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de tabiques sobre losa maciza} = 1.8 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.15 \text{ m} * 2.55 \text{ m} * 13.68 \text{ m} = 9.42 \text{ tn}$$

CARGA MUERTA = 20.36 ton

Finalmente, tabla 7.1 muestra el resumen de los valores del metrado de carga muerta:

Tabla 7. 1. Metrado de carga muerta de la columna C-2

PISO / NIVEL	CARGA MUERTA (tn)
6	10.51
5	19.93
4	19.93
3	19.93
2	19.93
1	20.36
TOTAL	110.57

7.1.1.2. Metrado de cargas vivas

Para realizar el metrado de cargas vivas de la columna, la norma E.020 (Metrado de Cargas) específica que, si el área tributaria cumple con ciertas características, podemos aplicar la reducción de carga viva. Para ello nos brinda la siguiente ecuación.

$$L_r = L_o \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right) \quad (7.1)$$

Donde:

L_r = Intensidad de la carga viva reducida

L_o = Intensidad de la carga viva sin reducir

A_r = Área de influencia del elemento estructural en m^2 , se calculará mediante:

$$A_i = k * A_t$$

A_r = Área tributaria del elemento en m^2

K = Factor de carga viva sobre el elemento ($K=2$)

Se procede a realizar el cálculo de la carga viva del último y penúltimo nivel para posteriormente colocar una tabla resumen conteniendo todos los niveles.

Último piso (azotea)

L_o = 0.1 tn/ m^2

K = 2

A_t = 15.97 m^2

A_i = 31.94 m^2 , como no es mayor a 40 m^2 no se reducirá la carga viva

Entonces:

$$P_{viva} = 10.12 \text{ m}^2 * 0.1 \text{ tn/m}^2 = 1.01 \text{ tn}$$

Penúltimo piso (piso 5)

$$L_o = 0.2 \text{ tn/m}^2$$

$$K = 2$$

$$A_t = 15.97 * 2 = 31.94 \text{ m}^2$$

$$A_i = 31.94 * 2 = 63.88 \text{ m}^2$$

Entonces:

$$F_{red} = 0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{63.88}} = 0.83$$

$$P_{viva} = (15.97 * 0.1 + 31.94 * 0.2) * 0.83 = 3.96 \text{ tn}$$

Este procedimiento se realizará en cada nivel obteniendo la siguiente tabla resumen:

Tabla 7. 2. Carga viva aplicando la reducción establecida en la norma E.020

PISO	At (m ²)	k	Ai (m ²)	f red	P viva (ton)
6	15.97	2	31.94	-	1.60
5	31.94	2	63.88	0.83	3.96
4	47.91	2	95.82	0.72	5.75
3	63.88	2	127.76	0.66	7.34
2	79.85	2	159.70	0.61	8.83
1	95.82	2	191.64	0.58	10.23

7.1.1.3. Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga última para los sismos en la dirección XX y YY solicitadas por la norma E.060 (2009) para la columna C-2 se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 7. 3. Combinaciones de carga para el sismo en la dirección XX.

		P	M2	M3
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	172.19	-0.55	0.48
	1.25CM+1.25CV+SX	172.00	0.82	1.67
	1.25CM+1.25CV-SX	130.00	-1.80	-0.87
	0.9CM+SX	120.51	0.98	1.47
	0.9CM-SX	78.52	-1.65	-1.07
		172.00	-0.82	-1.67
		130.00	1.80	0.87
		120.51	-0.98	-1.47
		78.52	1.65	1.07

Tabla 7. 4. Combinación de cargas para el sismo en la dirección YY

		P	M2	M3
SISMO YY	1.4CM+1.7CV	172.19	-0.55	0.48
	1.25CM+1.25CV+SY	163.50	3.65	0.77
	1.25CM+1.25CV-SY	138.50	-4.63	0.03
	0.9CM+SY	112.02	3.80	0.57
	0.9CM-SY	87.01	-4.48	-0.17
		163.50	-3.65	-0.77
		138.50	4.63	-0.03
		112.02	-3.80	-0.57
		87.01	4.48	0.17

7.1.2. Diseño por flexocompresión.

La cuantía por flexocompresión debe estar entre el 1 al 6%. Para satisfacer el acero especificado en la norma se utiliza una combinación de 8 barras de 5/8”.

$$\text{Cuantía} = \frac{8 * 2 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} * 50 \text{ cm}} = 1.06\%$$

Los diagramas de iteración del armado de las 8 barras de 5/8” son los siguientes.

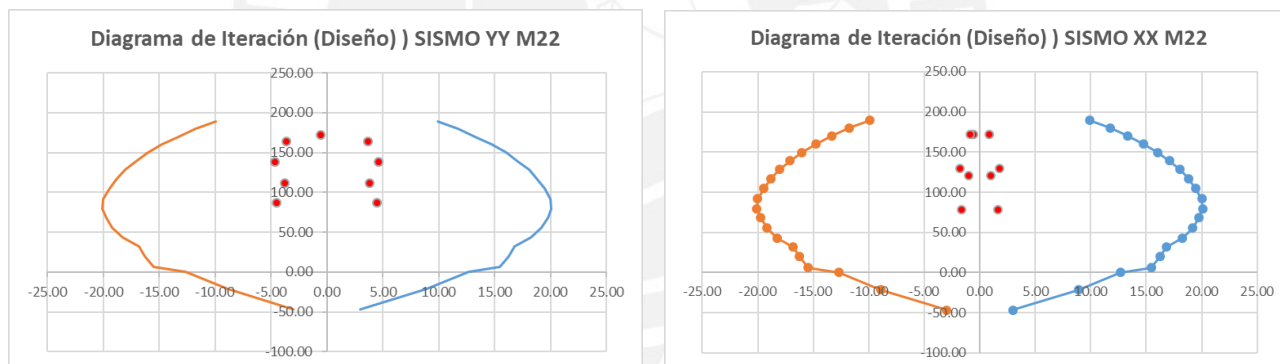


Figura 7. 2. Diagrama de iteración y cargas últimas de la columna C-2 en las direcciones XX y YY.

En ambos diagramas de iteración se cumple que los puntos de combinación están dentro de la gráfica.

7.1.3. Diseño por cortante.

7.1.3.1. Cortante de análisis

Tal y como se observa en la figura 7.3 el cortante máximo generado por la combinación de cargas en la columna C-2 es 11.25 tn.

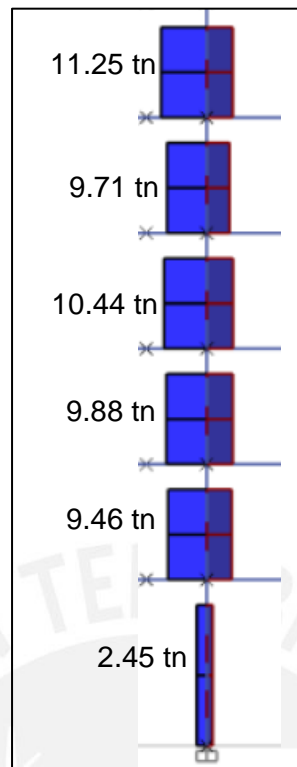


Figura 7. 3. Diagrama de fuerzas cortantes de la columna de acuerdo a las combinaciones de carga última.

7.1.3.2. Cortante por capacidad

La cortante de capacidad se debe obtener en la dirección XX y YY.

Cortante de capacidad en XX

- $V_{xx \text{ capacidad}} = \frac{M_{ni} + M_{ns}}{H_c} = \frac{28 + 28}{2.75} = 20.36 \text{ tn}$
- $V_{xx \text{ capacidad}} = 1.25 V_{xx \text{ cm}} + 1.25 V_{xx \text{ cv}} + 2.5 V_{xx \text{ sismo}} = 13.05 \text{ tn}$

Entonces la cortante por capacidad en la dirección XX es 13.05 tn.

Cortante de capacidad en YY

- $V_{yy \text{ capacidad}} = \frac{M_{ni} + M_{ns}}{H_c} = \frac{29 + 29}{2.75} = 21.09 \text{ tn}$
- $V_{yy \text{ capacidad}} = 1.25 V_{yy \text{ cm}} + 1.25 V_{yy \text{ cv}} + 2.5 V_{yy \text{ sismo}} = 23.57 \text{ tn}$

Entonces la cortante por capacidad en la dirección YY es 21.09 tn

Para el análisis se toma la mayor cortante obtenida en ambas direcciones, finalmente la cortante por capacidad es la siguiente.

$$V \text{ por capacidad} = 21.09 \text{ tn}$$

Armado de estribos de acuerdo con el diseño por cortante por capacidad:

Primer tramo de estribos variables:

$$Vu \text{ max} = 2.6 * \phi * \sqrt{f'c} * bw * d = 43.24 \text{ ton}$$

$$Vu \text{ del análisis} = 21.09 \text{ ton}$$

$$Vc = 0.53 * bw * d * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag}\right) = 17.21 \text{ ton}$$

ϕ de acero a utilizar como estribo = $\phi 3/8"$ = 0.71 cm de diámetro

$$Vs = \left(\left(\frac{Vu}{\phi} \right) - Vc \right) = 7.60 \text{ ton}$$

$$\text{Espaciamiento requerido} = Av * fy * \frac{d}{s} = 84.70 \approx 25 \text{ cm}$$

Longitud del primer tramo de estribos variables = 0.95 m

Estribos $\phi 3/8"$: 1@0.05m resto @0.25m

7.1.3.3. Armado según el capítulo 21 de la Norma E.060

El mayor valor de las 3 opciones mostradas definirá la longitud de confinamiento:

- Altura libre /6 = 0.458 m
- El lado mayor de la columna = 0.60 m
- 50 cm = 0.50 m

Se toma 60 cm como longitud de confinamiento.

Se debe tomar el menor valor de los siguientes casos como espaciamento dentro de la zona de confinamiento:

- Mitad del menor lado de la columna = 0.125 m
- 8 veces el diámetro de la barilla inferior = 0.152 m
- 10 = 0.1 m

En nuestro caso la separación escogida será 10cm.

Finalmente, fuera de la longitud de confinamiento, la separación de estribos es como máximo 30 cm.

Finalmente, la columna queda armada de la siguiente forma.

Estribos 2 ϕ 3/8": 1@0.05m, 5@0.1 m resto @0.25m

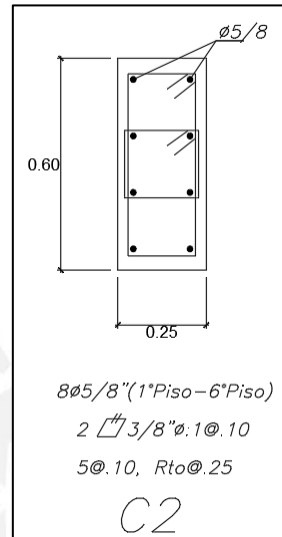


Figura 7. 4. Armado del refuerzo de la columna C-2.

Capítulo 8

Diseño de Muros de Corte (Placas)

Los muros de corte se encargan de recibir de las cargas de gravedad (losas, piso terminado, tabiques, vigas y sobrecarga) en cada nivel de la estructura. Estas cargas luego son transferidas hacia la cimentación para posteriormente ir al suelo. Además, estos elementos estructurales se encargan principalmente de soportar las fuerzas cortantes generadas por los sismos.

8.1. Diseño de la placa P-1

La placa P-1 se ubica entre los ejes "A" y "4" tal y como se muestra en la figura 8.1.

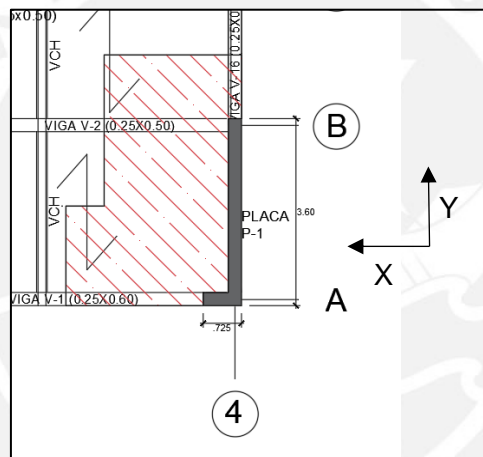


Figura 8. 1.Ubicación de la placa P-1.

8.1.1. Metrado y combinación de cargas.

8.1.1.1. Metrado de cargas muertas

Último piso:

$$\text{Losa aligerada} = 0.3 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 11.86 \text{ m}^2 = 3.56 \text{ ton}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 12.57 \text{ m}^2 = 1.26 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de vigas (0.25x0.60)} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.25 \text{ m} * 0.6 \text{ m} * 3.82 \text{ m} = 1.38 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de vigas (0.25x0.50)} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.25 \text{ m} * 0.5 \text{ m} * 2.35 \text{ m} = 0.71 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de la placa} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 1 \text{ m}^2 * 2.75 \text{ m} = 6.60 \text{ ton}$$

$$\text{CARGA MUERTA} = 13.51 \text{ ton}$$

Piso típico:

$$\text{Losa aligerada} = 0.3 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 11.86 \text{ m}^2 = 3.56 \text{ ton}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.2 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 12.57 \text{ m}^2 = 2.51 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de vigas (0.25x0.60)} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.25 \text{ m} * 0.6 \text{ m} * 3.82 \text{ m} = 1.38 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de vigas (0.25x0.50)} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.25 \text{ m} * 0.5 \text{ m} * 2.35 \text{ m} = 0.71 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de la placa} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 1 \text{ m}^2 * 2.75 \text{ m} = 6.60 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de tabiques sobre losa maciza} = 1.8 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.15 \text{ m} * 2.55 \text{ m} * 1.22 \text{ m} = 0.84 \text{ ton}$$

$$\text{Parapeto con vidrio} = \left(1.8 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.15 \text{ m} * 1.10 \text{ m} + 0.011 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 2.05 \text{ m} \right) 2.6 \text{ m} = 0.83 \text{ ton}$$

$$\text{CARGA MUERTA} = 16.43 \text{ ton}$$

Primer piso:

$$\text{Losa aligerada} = 0.3 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 11.86 \text{ m}^2 = 3.56 \text{ ton}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.2 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 12.57 \text{ m}^2 = 2.51 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de vigas (0.25x0.60)} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.25 \text{ m} * 0.6 \text{ m} * 3.82 \text{ m} = 1.38 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de vigas (0.25x0.50)} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.25 \text{ m} * 0.5 \text{ m} * 2.35 \text{ m} = 0.71 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de la placa} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 1 \text{ m}^2 * 3.55 \text{ m} = 8.52 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de tabiques sobre losa maciza} = 1.8 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.15 \text{ m} * 2.55 \text{ m} * 1.22 \text{ m} = 0.84 \text{ ton}$$

$$\text{Parapeto con vidrio} = \left(1.8 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.15 \text{ m} * 1.10 \text{ m} + 0.011 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 2.05 \text{ m} \right) 2.6 \text{ m} = 0.83 \text{ ton}$$

$$\text{CARGA MUERTA} = 18.35 \text{ ton}$$

La tabla 8.1 muestra las cargas muertas por nivel en la placa P-1:

Tabla 8. 1. Metrado de carga muerta de la placa P-1.

TABLA RESUMEN DE LOS METRADOS DE CARGA MUERTA	
PISO / NIVEL	CARGA MUERTA (tn)
6	13.51
5	16.43
4	16.43
3	16.43
2	16.43
1	18.35
TOTAL	97.58

8.1.1.2. Metrado de cargas vivas

Del mismo modo que en las columnas se seguirán las recomendaciones de la norma E.020, el cual nos especifica que, si el área tributaria cumple con ciertas características, podemos aplicar la reducción de carga viva.

$$L_r = L_o \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_t}} \right)$$

Este procedimiento se realizará en cada nivel obteniendo la siguiente tabla resumen:

Tabla 8. 2. Carga viva aplicando la reducción establecida en la norma E.020.

CARGA VIVA					
PISO	At (m²)	k	Ai (m²)	f red	P viva (ton)
6	12.81	2	25.62	-	1.28
5	25.62	2	51.24	0.89	3.43
4	38.43	2	76.86	0.77	4.96
3	51.24	2	102.48	0.70	6.32
2	64.05	2	128.10	0.66	7.57
1	76.86	2	153.72	0.62	8.75

8.1.1.3. Combinaciones de carga

La tabla 8.3 muestra las combinaciones de carga última para los sismos en la dirección XX y YY solicitadas por la norma E.060 (2009).

Tabla 8. 3. Combinaciones de carga para el sismo en la dirección XX.

	COMBINACIONES	P	MY (tn.m)	MX (tn.m)	Vu Y (tn)	Vu X (tn)
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	151.49	-4.40	29.63	0.04	-1.97
	1.25CM+1.25CV+SX	194.53	24.27	124.19	12.45	5.81
	1.25CM+1.25CV-SX	71.29	-31.88	-72.88	-12.36	-9.21
	0.9CM+SX	149.44	25.75	114.31	12.46	6.49
	0.9CM-SX	26.20	-30.40	-82.76	-12.34	-8.52
	-(1.25CM+1.25CV+SX)	194.53	-24.27	-124.19	-12.45	-5.81
	-(1.25CM+1.25CV-SX)	71.29	31.88	72.88	12.36	9.21
	-(0.9CM+SX)	149.44	-25.75	-114.31	-12.46	-6.49
-(0.9CM-SX)	26.20	30.40	82.76	12.34	8.52	

Tabla 8. 4. Combinación de cargas para el sismo en la dirección YY.

	COMBINACIONES	P	M2	M3	Vu Y (tn)	Vu X (tn)
SISMO YY	1.4CM+1.7CV	151.487	-4.40177	29.63223	0.04	-1.97
	1.25CM+1.25CV+SX	170.305	34.83235	594.828225	0.04	4.12
	1.25CM+1.25CV-SX	95.52	-42.44285	-543.519975	-71.42	-7.51
	0.9CM+SX	125.2145	36.31749	584.94624	71.52	4.80
	0.9CM-SX	50.4295	-40.95771	-553.40196	-71.40	-6.83
	-(1.25CM+1.25CV+SX)	170.305	-34.83235	-594.828225	-0.04	-4.12
	-(1.25CM+1.25CV-SX)	95.52	42.44285	543.519975	71.42	7.51
	-(0.9CM+SX)	125.2145	-36.31749	-584.94624	-71.52	-4.80
-(0.9CM-SX)	50.4295	40.95771	553.40196	71.40	6.83	

8.1.2. Diseño por flexocompresión.

Consiste en colocar barras longitudinales en los extremos de las placas. Estas barras se agrupan en canastillas o núcleos de confinamiento que deben estar en cada eje de la placa. Al igual que en las columnas, en los núcleos de confinamiento, la cuantía oscila entre el 1 al 6%.

Eje XX

El núcleo de confinamiento es único ya que la placa tiene una longitud corta en dicho eje.

- Dimensión del núcleo de confinamiento: 25 cm * 72.5 cm
- Refuerzo utilizado: 4 barras de 1" + 8 barras de 3/4"
- Cuantía:
$$\frac{(4 \cdot 2.84 \text{ cm}^2) + (8 \cdot 5.1 \text{ cm}^2)}{25 \text{ cm} \cdot 72.5 \text{ cm}} = 2.88 \%$$

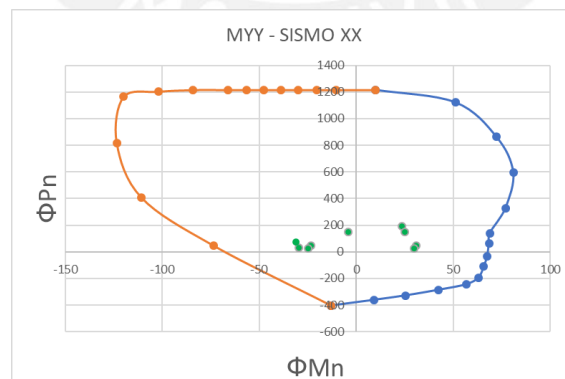


Figura 8. 2. Diagrama de Iteración para el Sismo XX

Eje YY

En la dirección YY se utilizan 2 núcleos de confinamiento.

- Dimensión del núcleo de confinamiento: 62.5 cm * 25 cm
- Refuerzo utilizado: 6 barras de 1" + 4 barras de 3/4"
- Cuantía:
$$\frac{(4*2.84 \text{ cm}^2)+(6*5.1 \text{ cm}^2)}{25\text{cm}*62.5\text{cm}} = 2.69 \%$$

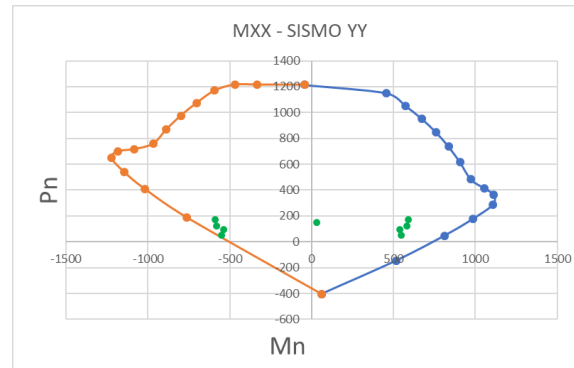


Figura 8. 3. Diagrama de Iteración para el sismo en YY

Como se observa, el armado cubre las demandas de flexocompresión en ambos ejes de la placa.

8.1.3. Bordes de confinamiento.

Para el tramo en dirección YY:

Se calculó el eje neutro en dirección YY y se obtuvo 47 cm.

$$c \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)} \rightarrow \text{pero } \frac{\delta u}{hm} \geq 0.005$$

$$47 \text{ cm} \geq \frac{3.6}{600 * 0.005} = 120 \text{ cm} \rightarrow \text{No es necesario confinar}$$

Para el tramo en dirección XX:

Se calculó el eje neutro en dirección XX y se obtuvo 26 cm.

$$c \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)} \rightarrow \text{pero } \frac{\delta u}{hm} \geq 0.005$$

$$26 \text{ cm} \geq \frac{0.7}{600 * 0.005} = 23 \text{ cm} \rightarrow \text{Sí es necesario confinar}$$

Para el tramo en dirección XX, se calcula la longitud de borde, esta distancia debe ser el mayor de las siguientes expresiones:

- $c - 0.1 \text{ lm} = 0.19 \text{ m}$
- $c/2 = 0.13 \text{ m}$

Entonces, en la dirección XX se toma 19 cm como longitud de borde; sin embargo, la longitud total del muro es de 70 cm, por ello se confinará en todo su largo.

8.1.4. Diseño por cortante.

De acuerdo con las tablas 8.3 y 8.4, la combinación de las cargas nos brinda las cortantes máximas para realizar el diseño por cortante.

Eje XX

$$lm \text{ (ancho de muro)} = 0.725 \text{ m}$$

$$hm \text{ (altura de muro)} = 17.70 \text{ m}$$

$$\frac{hn}{lm} = 24.41; \text{ entonces } \alpha = 0.8 \text{ (muro esbelto)}$$

$$d = 0.8 * lm = 2.74 \text{ m}$$

$$\text{espesor} = 0.25 \text{ m}$$

Como el valor de Lm es muy pequeño, el armado en toda la longitud de la placa en esa dirección se realizará como si fuese una columna.

Eje YY

$$lm \text{ (ancho de muro)} = 3.43 \text{ m}$$

$$hm \text{ (altura de muro)} = 17.70 \text{ m}$$

$$\frac{hn}{lm} = 5.17; \text{ entonces } \alpha = 0.8 \text{ (muro esbelto)}$$

$$d = 0.8 * lm = 2.74 \text{ m}$$

$$\text{espesor} = 0.25 \text{ m}$$

La máxima cortante obtenida de las combinaciones es:

$$Vu = 70.81 \text{ tn}$$

Con dicho valor procedemos a calcular el diseño por cortante de la placa

$$\phi Vc = 0.85 * \alpha * t * d * \sqrt{f'c} = 0.85 * 0.53 * 0.25 * 2.74 * \sqrt{210} = 44.72 \text{ tn}$$

Como Vu es mayor a ϕVc , se requiere refuerzo por corte:

$$Vs = Vu - \phi Vc = 26.09 \text{ tn}$$

Con el valor de Vs, se procede a calcular la cuantía horizontal de acuerdo con el artículo 11.10.10.1 de la norma E.060 (2009).

$$ph = \frac{Vs}{0.85 * Acw * fy}; ph \geq 0.0025$$

$$ph = \frac{26.09 * 10^3 \text{ kg}}{0.85 * 274 \text{ cm} * 25 \text{ cm} * 4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.0011 \rightarrow ph = 0.0025$$

Ahora, utilizaremos la siguiente ecuación para obtener la cuantía de acero vertical pv.

$$pv = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (ph - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$pv = 0.0025$$

La cuantía horizontal y vertical calculada para la presente sección es de 0.0025. Para dicha cuantía se utiliza los siguientes aceros de refuerzo.

Acero requerido por metro debido a la cuantía de 0.0025

$$As \text{ requerido por metro} = 100 \text{ cm} * 0.25 \text{ m} * 100 * 0.0025 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento seleccionado para aceros de 3/8" (0.71 cm²)

$$\text{Espaciamiento} = \frac{0.71}{6.25/2} = 0.227 \approx 0.20 \text{ m}$$

Entonces el armado de las placas queda de la siguiente manera:

Φ3/8" @ 0.20 m de acero horizontal y vertical

8.1.5. Diseño por capacidad.

Este método se utiliza para evitar que las placas fallen de manera frágil.

8.1.5.1. Altura de capacidad

Según el artículo 21.9.5.3 de la norma E.060 (2009) la altura de capacidad tomará el mayor valor entre estos 3 casos:

- L_m (ancho de muro): 3.45 m
- $M_u/4V_u$: 2.00 m
- Altura de los 2 primeros pisos: 5.50 m

Entonces, la altura de capacidad de la placa será 5.50 m

8.1.5.2. Cortante de capacidad

La cortante por capacidad se obtiene con la siguiente expresión.

$$V_u \text{ capacidad} = V_u \text{ análisis} * \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

$$V_u \text{ capacidad} = 70.81 \text{ tn} * \left(\frac{30.31}{27.28} \right) = 78.68 \text{ tn}$$

Para este valor de cortante se realiza el mismo procedimiento que el realizado para la cortante última de diseño y se obtiene la siguiente cuantía.

$$p_h = 0.0025$$

$$p_v = 0.0025$$

Con lo cual se mantiene el mismo armado de los aceros

$\Phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$ de acero horizontal y vertical

8.1.6. Diseño por cortante de los núcleos de confinamiento.

Dentro de los núcleos de confinamiento, los estribos deben de estar espaciados de acuerdo con la mayor de las siguientes expresiones.

- 10ϕ de la menor barra longitudinal del núcleo ($3/4''$): 19.1 cm
- Menor longitud de la sección: 25 cm
- 25 cm

Entonces se utilizará un espaciamiento a cada 17.5 cm.

Finalmente, los estribos quedarían armados de la siguiente manera:

$\Phi 3/8''$:1:@0.05, Rto.@ 0.175 m

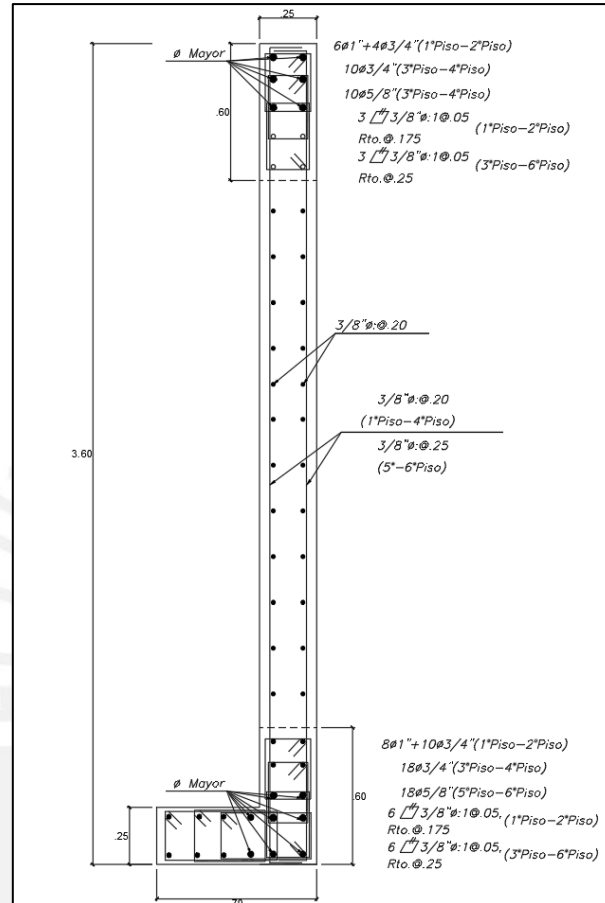


Figura 8. 4. Diseño de la placa PL - 1

Capítulo 9

Diseño de las Cimentaciones

Los elementos estructurales encargados en transmitir las cargas de la estructura al suelo son las cimentaciones. Por ello, resulta fundamental que los esfuerzos proporcionados por las cargas no superen al esfuerzo admisible del suelo. En el presente proyecto se utilizó un E.M.S. cercano al proyecto obteniendo los siguientes valores:

- Perfil del suelo: Tipo S1
- Presión admisible del terreno: 3.24 kg/cm²
- Peso unitario del suelo: 1.81 tn/m³
- Ángulo de fricción del terreno: 32.03°
- Profundidad de cimentación: 1.20 m

Con los datos presentados se propone una cimentación superficial mediante zapatas aisladas y combinadas, dependiendo del caso de cada uno.

9.1. Diseño de zapata aislada

Para este tipo de cimentación se utilizará la correspondiente a la columna C-1 (0.25 m* 0.50 m) ubicada entre los ejes "3" y "C". La figura 9.1 muestra la ubicación de la columna C-1.

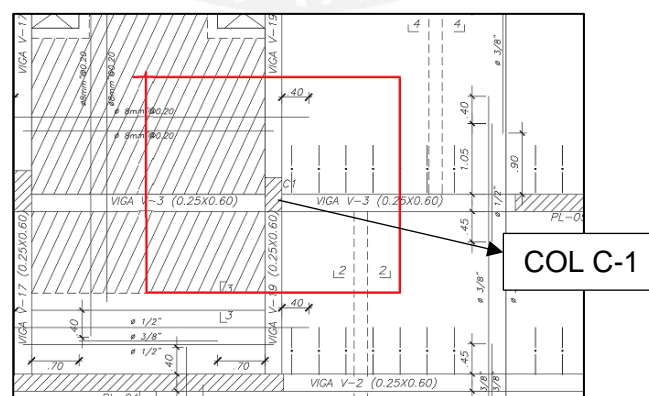


Figura 9. 1. Ubicación de la columna C-1

9.1.1. Medrado de cargas

El medrado de cargas muerta y vivas correspondientes a la columna C-1 (0.25m*0.60m).

9.1.1.1. Medrado de cargas muertas

Último piso:

$$\text{Losa aligerada} = 0.3 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 12 \text{ m}^2 = 3.6 \text{ ton}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 13.73 \text{ m}^2 = 1.37 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de vigas (0.25x0.60)} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.25 \text{ m} * 0.6 \text{ m} * 6.69 \text{ m} = 2.41 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de la columna} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.25 \text{ m} * 0.50 \text{ m} * 2.75 \text{ m} = 0.825 \text{ ton}$$

$$\text{CARGA MUERTA} = 8.37 \text{ ton}$$

Piso típico:

$$\text{Losa aligerada} = 0.3 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 6 \text{ m}^2 = 1.8 \text{ ton}$$

$$\text{Losa maciza} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.2 \text{ m} * 6 \text{ m}^2 = 2.88 \text{ ton}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 13.73 \text{ m}^2 = 1.37 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de vigas (0.25x0.60)} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.25 \text{ m} * 0.6 \text{ m} * 6.69 \text{ m} = 2.41 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de la columna} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.25 \text{ m} * 0.50 \text{ m} * 2.75 \text{ m} = 0.825 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de tabiques} = 1.8 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.15 \text{ m} * 2.55 \text{ m} * 13.68 \text{ m} = 9.42 \text{ tn}$$

$$\text{CARGA MUERTA} = 18.87 \text{ ton}$$

Primer piso:

$$\text{Losa aligerada} = 0.3 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 6 \text{ m}^2 = 1.8 \text{ ton}$$

$$\text{Losa maciza} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.2 \text{ m} * 6 \text{ m}^2 = 2.88 \text{ ton}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 13.73 \text{ m}^2 = 1.37 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de vigas (0.25x0.60)} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.25 \text{ m} * 0.6 \text{ m} * 6.69 \text{ m} = 2.41 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de la columna} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.25 \text{ m} * 0.60 \text{ m} * 3.25 \text{ m} = 0.975 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de tabiques} = 1.8 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.15 \text{ m} * 2.55 \text{ m} * 13.68 \text{ m} = 9.42 \text{ tn}$$

$$\text{CARGA MUERTA} = 19.30 \text{ ton}$$

9.1.1.2. Metrado de cargas vivas

El metrado de cargas vivas se realiza de acuerdo con la norma E.020. Dichos procedimientos se realizan de la misma forma que en los capítulos de columnas y placas. Cabe recalcar que este procedimiento se realizará en cada nivel obteniendo la siguiente tabla 9.1 de resumen.

Tabla 9. 1. Carga viva aplicando la reducción establecida en la norma E.020

PISO	At (m ²)	k	Ai (m ²)	f red	P viva (ton)
6	13.37	2	26.74	-	1.34
5	26.74	2	53.48	0.88	3.53
4	40.11	2	80.22	0.76	5.10
3	53.48	2	106.96	0.69	6.50
2	66.85	2	133.70	0.65	7.80
1	80.22	2	160.44	0.61	9.02

Por otro lado, la tabla 9.2 muestra los valores resumidos de las cargas muertas y vivas.

Tabla 9. 2. Resumen de los metrados de cargas muertas y vivas

TABLA RESUMEN DE LOS METRADOS DE CARGA MUERTA Y VIVA		
PISO / NIVEL	CARGA MUERTA (tn)	VARGA VIVA (tn)
6	8.37	1.34
5	18.87	3.53
4	18.87	5.10
3	18.87	6.50
2	18.87	7.80
1	19.30	9.02
TOTAL	103.15	9.02

El resto de las fuerzas internas se obtienen del software ETABS. Estas fuerzas se extraen de la base de la columna C-1 (0.25 x 0.50 m). La siguiente tabla presenta un resumen de las fuerzas internas por gravedad que llegan a la zapata.

Tabla 9. 3. Resumen de cargas de gravedad

CARGAS DE GRAVEDAD (TON)			
Pd (tn)	103.15	Pl (tn)	9.02
Mdyy (tn.m)	-0.41	Mdxx (tn.m)	-0.02
Mlyy (tn.m)	-0.02	Mlxx (tn.m)	-0.04

De acuerdo con el artículo 15.2.5 de la norma E.060 (2009), los valores de dichas fuerzas internas pueden reducirse al 80 % de los valores provenientes del análisis. El resumen de dichas fuerzas internas se puede observar en la siguiente tabla.

Tabla 9. 4. Resumen de las fuerzas internas de sismo

CARGAS DE SISMO (TON)			
Psx (tn)	-4.51	Psy (tn)	-6.38
MSXyy (tn.m)	0.60	MSYxx (tn.m)	2.85

9.1.2. Verificación de la presión admisible.

Como primer paso se asume un valor de volado de 0.80 m en el eje XX, 0.80 m en el eje YY y un peralte de 0.6 m obteniendo así una zapata con las siguientes características.

Dimensiones de la zapata

$$Lx = 1.85 \text{ m}; Ly = 2.10 \text{ m}$$

Peso de la zapata

$$\text{Peso de la zapata} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 1.85 \text{ m} * 2.1 \text{ m} * 0.6 \text{ m} = 5.59 \text{ tn}$$

Peso del material sobre la zapata

$$\text{Peso del relleno} = (3.88 \text{ m}^2 - 0.15 \text{ m}^2) * 0.60 \text{ m} * 1.81 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} = 4.09 \text{ tn}$$

Por lo tanto, a los valores de carga muerta mostrados en la tabla 9.4 se le suman ambos valores para poder realizar la verificación de presión admisible.

$$\text{Carga muerta hasta el suelo} = 112.17 + 5.59 + 4.09 = 121.85 \text{ tn}$$

Verificación de la presión admisible por solo cargas de gravedad

La presión admisible determinada por el estudio de mecánica de suelos $\sigma_{adm} = 32.40$ tn/m² debe ser mayor a las siguientes expresiones.

$$\sigma_x = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{LyLx^2} = \frac{121.73}{3.85} + \frac{6 * -0.43}{1.85^2 * 2.1} = 31.01 \frac{tn}{m^2} < 32.40 \frac{tn}{m^2} \dots Ok$$

$$\sigma_x = \frac{P}{A} - \frac{6M_x}{LyLx^2} = \frac{121.73}{3.85} - \frac{6 * -0.43}{1.85^2 * 2.1} = 31.72 \frac{tn}{m^2} < 32.40 \frac{tn}{m^2} \dots Ok$$

$$\sigma_y = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_y}{LxLy^2} = \frac{121.73}{3.85} + \frac{6 * -0.06}{1.85 * 2.1^2} = 31.32 \frac{tn}{m^2} < 32.40 \frac{tn}{m^2} \dots Ok$$

$$\sigma_y = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_y}{LxLy^2} = \frac{121.73}{3.85} + \frac{6 * -0.06}{1.85 * 2.1^2} = 31.41 \frac{tn}{m^2} < 32.40 \frac{tn}{m^2} \dots Ok$$

Verificación de la presión admisible por incluyendo las cargas de sismo

En este caso la presión del suelo se debe amplificar por en un 30% de acuerdo con el artículo 15.2.4 de la norma E.060 (2009).

$$\sigma_{admisible \text{ por sismo}} = 32.40 \frac{tn}{m^2} * 1.3 = 42.12 \frac{tn}{m^2}$$

Las combinaciones presentadas no deben superar el σ_{adm} por sismo = 42.12 tn/m²

$$\sigma_x (\text{sismo}+) = \frac{Pcm + Pcv + Psx}{A} \pm 6 \frac{Mmx + Mvx + Msx}{BL^2} = 30.34 \wedge 31.67 < 42.12 \frac{tn}{m^2} \dots Ok$$

$$\sigma_x (\text{sismo}-) = \frac{Pcm + Pcv - Psx}{A} \pm 6 \frac{Mmx + Mvx - Msx}{BL^2} = 30.06 \wedge 33.38 < 42.12 \frac{tn}{m^2} \dots Ok$$

$$\sigma_y (\text{sismo}+) = \frac{Pcm + Pcv + Psy}{A} \pm 6 \frac{Mmx + Mvx + Msy}{LB^2} = 31.77 \wedge 30.86 < 42.12 \frac{tn}{m^2} \dots Ok$$

$$\sigma_y (\text{sismo}-) = \frac{Pcm + Pcv - Psy}{A} \pm 6 \frac{Mmx + Mvx - Msy}{LB^2} = 27.67 \wedge 35.15 < 42.12 \frac{tn}{m^2} \dots Ok$$

9.1.3. Determinación de la reacción amplificada del suelo.

Para obtener el esfuerzo último de diseño del suelo se amplificará por 1.5 la presión admisible del suelo y por 1.25 la mayor presión admisible obtenida por el sismo.

$$\sigma_{ultimo} = 1.5 \sigma_{admisible} = 48.60 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{ultimo} = 1.25 \sigma_x(\text{sismo}-) = 41.02 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{ultimo} = 1.25 \sigma_y(\text{sismo-}) = 42.17 \text{ tn/m}^2$$

Se toma el mayor valor, por lo tanto, el σ último es 48.60 tn/m².

9.1.4. Verificación por punzonamiento.

Como primer paso se calcula el área de punzonamiento de la zapata. Para esto se utilizará el valor de “d”.

$$d = \text{peralte} - 0.1 = 0.6 - 0.1 = 0.5 \text{ m}$$

Con este valor calcularemos el área de punzonamiento:

$$\text{Área de punzonamiento} = (a + d)(b + d) = (0.5 + 0.5)(0.25 + 0.5) = 0.75 \text{ m}^2$$

Donde:

a: Lado en la dirección XX de la columna.

b: Lado en la dirección YY de la columna.

La cortante última por punzonamiento se calcula de la siguiente manera:

$$Vu = \sigma_u(A - A_o)$$

$$Vu = 48.60 * (4.48 - 0.825) = 147.02 \text{ tn}$$

De acuerdo con el artículo 11.12.2.1 de la norma E.060 (2009), el valor de V_c debe ser menor a los siguientes casos:

- $V_c = (0.53 + 1.06/\beta_c)\sqrt{f'_c} * b_o * d = 268.82 \text{ tn}$
 - $V_c = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha}{b_o}\right)\sqrt{f'_c} * b_o * d = 919.48 \text{ tn}$
 - $V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d = 268.82 \text{ tn}$
- Se elige el menor: $V_c=260.49 \text{ tn}$

Finalmente, la cortante última por punzonamiento, al ser diseño por resistencia, debe ser menor a la cortante obtenida del concreto ϕV_c .

$$Vu < \phi V_c$$

$$152.36 < 0.85 * 268.82 \rightarrow 152.36 \text{ tn} < 228.49 \text{ tn} \dots Ok$$

9.1.5. Verificación por cortante.

Esta revisión se realiza en ambas direcciones. Las cortantes últimas se calculan con las siguientes expresiones.

$$Vu_x = \sigma_u * (c - d) * by = 48.60 \frac{tn}{m^2} (0.80 - 0.5) m * 2.10 = 30.62 ton$$

$$Vu_y = \sigma_u * (c - d) * bx = 48.60 \frac{tn}{m^2} (0.80 - 0.5) m * 1.85 = 26.97 ton$$

La cortante que aporta el concreto de la zapata en cada dirección se obtiene con las siguientes expresiones.

$$\phi V_{cx} = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'_c} * by * d) = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 2.10 * 0.5 = 68.55 ton$$

$$\phi V_{cy} = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'_c} * bx * d) = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 1.85 * 0.5 = 60.39 ton$$

Como se observa, en cada caso se cumple que $\phi V_c > V_u$

9.1.6. Diseño por flexión.

El momento último de diseño se ubica en la cara de la columna. Además, se debe evaluar ambas direcciones de la zapata. Para obtener el momento último se utilizarán las siguientes expresiones.

$$Mu_x = \sigma_u * \frac{volado_x^2}{2} = 48.6 * \frac{0.80^2}{2} * 1.85 = 32.66 ton.m$$

$$Mu_y = \sigma_u * \frac{volado_y^2}{2} = 48.6 * \frac{0.80^2}{2} * 2.10 = 28.77 ton.m$$

De acuerdo con el diseño por resistencia, en el eje X tenemos:

$$Mu_x = 32.66 ton.m \leq \phi Mn = 0.9 * 0.85 * f'_c * a * Lx * (d - \frac{a}{2})$$

$$a = d - \text{raiz} \left(d^2 - \left(2 * \frac{Mu}{0.85} * f'_c * b * \phi \right) \right) = 1.98 cm$$

$$\text{As requerido } x = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = 17.63 cm^2$$

$$\text{As min } x = 0.0018 * Lx * h = 22.68 cm^2$$

Entonces se toma el acero mínimo:

$$\#barillas = \frac{As \text{ colocado}}{\text{Diámetro de Acero a usar}} = \frac{22.68}{2} = 11.34 \approx 12 \text{ barillas de } 5/8''$$

$$\text{Separación de Aceros} = \frac{Lx}{\#barillas} = 0.175 \text{ m}$$

De acuerdo con el diseño por resistencia, en el eje Y tenemos:

$$Mu_y = 28.77 \text{ tn.m} \leq \phi Mn = 0.9 * 0.85 * f'c * a * Lx * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = d - \text{raiz} \left(d^2 - \left(2 * \frac{Mu}{0.85} * f'c * b * \phi \right) \right) = 1.98 \text{ cm}$$

$$As \text{ requerido } y = \frac{Mu}{\phi * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 15.53 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min } y = 0.0018 * Ly * h = 19.98 \text{ cm}^2$$

Entonces se toma el acero mínimo:

$$\#barillas = \frac{As \text{ colocado}}{\text{Diámetro de Acero a usar}} = \frac{19.98}{2} = 9.99 \approx 10 \text{ barillas de } 5/8''$$

$$\text{Separación de Aceros} = \frac{Lx}{\#barillas} = 0.175 \text{ m}$$

Finalmente, el armado del refuerzo de acero en la zapata sería 5/8''@0.175 m en ambos lados.

La Figura 9.2 muestra el armado de la zapata perteneciente a la columna C-1 (0.25x0.50 m).

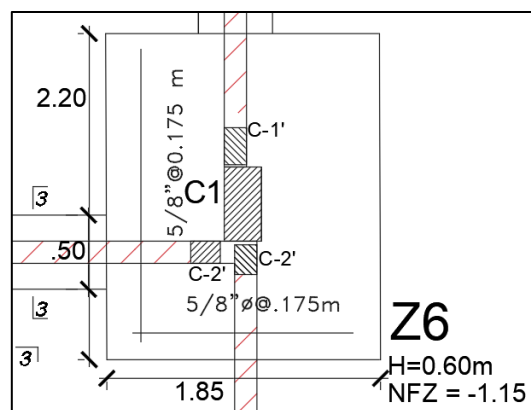


Figura 9. 2. Armado de zapata de la columna C-1

9.2. Diseño de zapata conectada mediante una viga de cimentación

Para realizar el diseño de las zapatas conectadas por medio de vigas de cimentación se utilizará la cimentación correspondiente a la columna C-5 (0.25 m x 0.50 m) y a la placa P-13 (0.25 x 3.95 m). La figura 9.3 muestra la ubicación de la columna C-5 y la placa P-13.

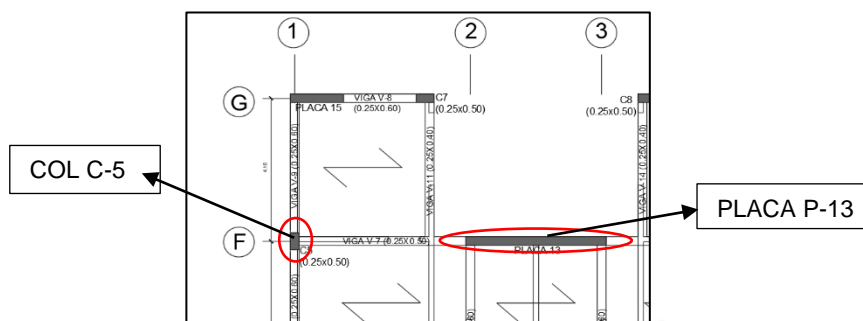


Figura 9. 3. Ubicación de la columna C-5 y la placa P-13

9.2.1. Metrado de cargas y fuerzas internas de la columna C-5 y la placa P-13.

9.2.1.1. Metrado de la columna C-5.

En las tablas 9.5, 9.6, 9.7 y 9.8 se observa el metrado de cargas de la columna C-5 (0.25m x 0.50 m) y de la Placa PL - 13.

Tabla 9. 5. Carga viva de la columna C-5 aplicando la reducción establecida en la norma E.020

PISO	At (m ²)	k	Ai (m ²)	f red	P viva (ton)
6	11.14	2	22.28	-	1.11
5	22.28	2	44.56	0.94	3.14
4	33.42	2	66.84	0.81	4.53
3	44.56	2	89.12	0.74	5.75
2	55.70	2	111.40	0.69	6.88
1	66.84	2	133.68	0.65	7.94

Tabla 9. 6. Resumen de valores de cargas muertas y vivas de la columna C-5

TABLA RESUMEN DE LOS METRADOS DE CARGA MUERTA Y VIVA		
PISO / NIVEL	CARGA MUERTA (tn)	VARGA VIVA (tn)
6	6.80	1.11
5	11.07	3.14
4	11.07	4.53
3	11.07	5.75
2	11.07	6.88
1	11.43	7.94
TOTAL	62.49	29.34

Tabla 9. 7. Carga viva de la placa PL -13 aplicando la reducción establecida en la norma E.020

PISO	At (m ²)	k	Ai (m ²)	f red	P viva (ton)
6	33.69	2	67.38	-	3.37
5	67.38	2	134.76	0.65	6.53
4	101.07	2	202.14	0.57	9.66
3	134.76	2	269.52	0.53	12.50
2	168.45	2	336.90	0.50	15.18
1	202.14	2	404.28	0.48	37.06

Tabla 9. 8. Resumen de valores de las cargas muertas y vivas de las placas PL-13

TABLA RESUMEN DE LOS METRADOS DE CARGA MUERTA Y VIVA		
PISO / NIVEL	CARGA MUERTA (tn)	VARGA VIVA (tn)
6	18.95	3.37
5	32.15	6.53
4	32.15	9.66
3	32.15	12.50
2	32.15	15.18
1	35.65	37.06
TOTAL	183.20	37.06

El resto de las fuerzas se obtienen del software ETABS. Estas fuerzas se extraen de la base de la columna C-5 (0.25 x 0.50m) y de la placa PI-13 (0.25 x 3.95m). Las tablas 9.9 y 9.10 presentan un resumen de las fuerzas internas por gravedad que llegan a la zapata y a la placa.

Cargas de gravedad en la columna

Tabla 9. 10. Cargas de gravedad en la columna

CARGAS DE GRAVEDAD (TON)			
Pd (tn)	62.49	Pl (tn)	7.94
Mdyy (tn.m)	0.2	Mdxx (tn.m)	-0.05
Mlyy (tn.m)	0.03	MLxx (tn.m)	0.00

Cargas de gravedad en la placa

Tabla 9. 9. Cargas de gravedad en la placa

CARGAS DE GRAVEDAD (TON)			
Pd (tn)	183.22	Pl (tn)	37.06
Mdyy (tn.m)	18.20	Mdxx (tn.m)	0.18
Mlyy (tn.m)	2.40	MLxx (tn.m)	0.04

De acuerdo con el artículo 15.2.5 de la norma E.060 (2009), los valores de las fuerzas internas pueden reducirse al 80 % de los valores provenientes del análisis. Las siguientes tablas muestran un resumen de dichas fuerzas internas.

Cargas de sismo en la columna

Tabla 9. 12. Cargas de sismo en la columna

CARGAS DE SISMO			
Psx (tn)	-9.86	Psy (tn)	18.53
MSXyy (tn.m)	0.59	MSYxx (tn.m)	2.75

Cargas de sismo en la placa

Tabla 9. 11. Cargas de sismo en la placa

CARGAS DE SISMO			
Psx (tn)	0.84	Psy (tn)	4.37
MSXyy (tn.m)	510.82	MSYxx (tn.m)	-161.26

9.2.3. Verificación de la presión admisible.

Como primer paso se asumen los valores de volado en la columna y la placa. En la columna se coloca 1.40 m en la sección X y 1.30 m en la sección Y. Por otro lado, en la placa se coloca 1 m en la sección X y 1 m en la sección Y. Finalmente, los peraltes son 0.7 m y 0.7m respectivamente.

Dimensiones de la zapata de la columna

$$Lx = 1.65 \text{ m}; Ly = 3.10 \text{ m}$$

Dimensiones de la placa

$$Lx = 5.95 \text{ m}; Ly = 2.25 \text{ m}$$

9.2.3.1. Verificación de la presión admisible solo por cargas de gravedad

Se procede a calcular la reacción del suelo en ambos puntos para determinar si se cumple con la presión admisible.

$$R (\text{columna}) = P1 + \left(P1 * \frac{e}{L} \right) - \frac{(Mdy \text{ col} + Mly \text{ col})}{L} = 81.7 \text{ tn}$$

$$R (\text{placa}) = P2 + \left(P1 * \frac{e}{L} \right) - \frac{(Mdy \text{ placa} + Mly \text{ placa})}{L} = 208.34 \text{ tn}$$

La presión admisible determinada por el estudio de mecánica de suelos $\sigma_{adm} = 32.40$ tn/m² debe ser mayor a las siguientes expresiones.

Verificación en la zapata de la columna

Tabla 9. 13. Verificación de presión admisible para cargas de gravedad en la columna

$\sigma_x = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_x}{LyLx^2}$	$\sigma_x \text{ max}$	16.13	ton/m ²	ok
	$\sigma_x \text{ min}$	15.80	ton/m ²	ok
$\sigma_y = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_y}{LxLy^2}$	$\sigma_y \text{ max}$	15.95	ton/m ²	ok
	$\sigma_y \text{ min}$	15.99	ton/m ²	ok

Verificación en la zapata de la placa

Tabla 9. 14. Verificación de la presión admisible para cargas de gravedad en la placa

$\sigma_x = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_x}{LyLx^2}$	$\sigma_x \text{ max}$	17.11	ton/m ²	ok
	$\sigma_x \text{ min}$	14.01	ton/m ²	ok
$\sigma_y = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_y}{LxLy^2}$	$\sigma_y \text{ max}$	15.61	ton/m ²	ok
	$\sigma_y \text{ min}$	15.52	ton/m ²	ok

9.2.3.2. Verificación de la presión admisible incluyendo las cargas de sismo

Las reacciones del suelo por sismo se obtienen en 2 sentidos (horario y antihorario). Cabe señalar que la presión admisible del suelo se amplifica en un 30 %.

Sentido horario

$$R (\text{columna}) = (P1 - Psx) + \left((P1 - Psx) * \frac{e}{L} \right) - \frac{(Mdy + Mly + Msy)}{L} = 15.7 \text{ tn}$$

$$R (\text{placa}) = (P2 - Psx) + \left((P1 - Psx) * \frac{e}{L} \right) - \frac{(Mdy + Mly + Msy)}{L} = 339.99 \text{ tn}$$

$$\sigma \text{ admisible por sismo} = 32.40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 1.3 = 42.12 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

Verificación en la zapata de la columna

Tabla 9. 15. Verificación de la presión admisible con sismo en sentido horario en la columna

$\sigma_x = \frac{R_1}{A} \pm \frac{6(M_{xg} + M_{sx})}{LyLx^2}$	$\sigma_x \text{ max}$	3.03	ton/m ²	ok
	$\sigma_x \text{ min}$	3.09	ton/m ²	ok
$\sigma_y = \frac{R_1}{A} \pm \frac{6(M_{yg} + M_{sy})}{LxLy^2}$	$\sigma_y \text{ max}$	2.97	ton/m ²	ok
	$\sigma_y \text{ min}$	3.15	ton/m ²	ok

Verificación en la zapata de la placa

Tabla 9. 16. Verificación de la presión admisible con sismo en sentido horario en la placa

$\sigma_x = \frac{R_2}{A} \pm \frac{6(M_{xg} + M_{sx})}{LyLx^2}$	$\sigma_x \text{ max}$	25.41	ton/m ²	ok
	$\sigma_x \text{ min}$	25.38	ton/m ²	ok
$\sigma_y = \frac{R_2}{A} \pm \frac{6(M_{yg} + M_{sy})}{LxLy^2}$	$\sigma_y \text{ max}$	29.50	ton/m ²	ok
	$\sigma_y \text{ min}$	25.35	ton/m ²	ok

Sentido antihorario

$$R (\text{columna}) = (P1 + Psx) + \left((P1 + Psx) * \frac{e}{L} \right) - \frac{(Mdy + Mly - Msy)}{L} = 213.0 \text{ tn}$$

$$R (\text{placa}) = (P2 + Psx) + \left((P1 + Psx) * \frac{e}{L} \right) - \frac{(Mdy + Mly - Msy)}{L} = 86.71 \text{ tn}$$

Verificación en la zapata de la columna

Tabla 9. 17. Verificación de la presión admisible con sismo en sentido antihorario en la columna

$\sigma_x = \frac{R_1}{A} \pm \frac{6(M_{xg} + M_{sx})}{LyLx^2}$	$\sigma_x \text{ max}$	41.61	ton/m ²	ok
	$\sigma_x \text{ min}$	41.68	ton/m ²	ok
$\sigma_y = \frac{R_1}{A} \pm \frac{6(M_{yg} + M_{sy})}{LxLy^2}$	$\sigma_y \text{ max}$	41.73	ton/m ²	ok
	$\sigma_y \text{ min}$	41.55	ton/m ²	ok

Verificación en la zapata de la placa

Tabla 9. 18. Verificación de la presión admisible con sismo en sentido antihorario en la placa

$\sigma_x = \frac{R_2}{A} \pm \frac{6(M_{xg} + M_{sx})}{LyLx^2}$	$\sigma_x \text{ max}$	6.49	ton/m ²	ok
	$\sigma_x \text{ min}$	6.46	ton/m ²	ok
$\sigma_y = \frac{R_2}{A} \pm \frac{6(M_{yg} + M_{sy})}{LxLy^2}$	$\sigma_y \text{ max}$	10.58	ton/m ²	ok
	$\sigma_y \text{ min}$	2.37	ton/m ²	ok

9.2.4. Determinación de la reacción amplificada del suelo.

Para obtener la reacción del suelo, se amplificará por 1.5 la presión admisible del suelo y por 1.25 la mayor presión admisible obtenida por el sismo.

$$\sigma_{\text{ultimo}} = 1.5 \sigma_{\text{admissible}} = 48.60 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{\text{ultimo en zapata de col C - 5}} = 1.25 \sigma_x(\text{sismo}) = 52.09 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{\text{ultimo en zapata de PL - 13}} = 1.25 \sigma_y(\text{sismo}) = 48.6 \text{ tn/m}^2$$

9.2.5. Verificación por punzonamiento.

Como primer paso se calcula el área de punzonamiento de la zapata. Para esto se utilizará el valor de “d”.

$$d \text{ en la zapata de la columna C - 5} = \text{peralte} - 0.1 = 0.7 - 0.1 = 0.6 \text{ m}$$

$$d \text{ en la zapata de la placa Pl - 13} = \text{peralte} - 0.1 = 0.7 - 0.1 = 0.6 \text{ m}$$

Con este valor calcularemos el área de punzonamiento:

$$\text{Área de punzonamiento para zapata de col} = (0.5 + 0.6)(0.25 + 0.6) = 0.935 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de punzonamiento para zapata de pl} = (3.95 + 0.6)(0.25 + 0.6) = 3.87 \text{ m}^2$$

La cortante última por punzonamiento se calcula de la siguiente manera:

$$Vu = \sigma_u(A - A_o)$$

$$Vu \text{ para zapata de columna} = 52.09 * (5.115 - 0.935) = 217.75 \text{ tn}$$

$$Vu \text{ para zapata de placa} = 48.6 * (13.39 - 3.7) = 462.67 \text{ tn}$$

De acuerdo con el artículo 11.12.2.1 de la norma E.060 (2009), el valor de V_c debe ser menor a los siguientes casos:

Para la columna

- $V_c = (0.53 + 1.06/\beta_c)\sqrt{f'_c} * b_0 * d = 359.44 \text{ tn}$
 - $V_c = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha}{b_0}\right)\sqrt{f'_c} * b_0 * d = 887.39 \text{ tn}$
 - $V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_0 * d = 359.44 \text{ tn}$
- Se elige el menor: $V_c=359.44 \text{ tn}$

Finalmente, la cortante última por punzonamiento, al ser diseño por resistencia, debe ser menor a la cortante obtenida del concreto ϕV_c .

$$Vu < \phi V_c$$

$$217.76 < 0.85 * 359.44 \rightarrow 217.76 \text{ tn} < 305.53 \text{ tn} \dots Ok$$

Para la placa

- $V_c = (0.53 + 1.06/\beta_c)\sqrt{f'_c} * b_0 * d = 560.69 \text{ tn}$
 - $V_c = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha}{b_0}\right)\sqrt{f'_c} * b_0 * d = 1446.1 \text{ tn}$
 - $V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_0 * d = 995.38 \text{ tn}$
- Se elige el menor: $V_c=560.69 \text{ tn}$

Finalmente, la cortante última por punzonamiento, al ser diseño por resistencia, debe ser menor a la cortante obtenida del concreto ϕV_c .

$$Vu < \phi V_c$$

$$462.67 < 0.85 * 560.69 \rightarrow 462.67 \text{ tn} < 476.59 \text{ tn} \dots Ok$$

9.2.6. Verificación por cortante.

Esta revisión se realiza en ambas direcciones. Las cortantes últimas se calculan con las siguientes expresiones.

Para la columna

$$Vu_x = \sigma_u * (c - d) * by = 129.19 \text{ tn}$$

$$Vu_y = \sigma_u * (c - d) * bx = 56.13 \text{ tn}$$

El cortante que aporta el concreto se calcula de la siguiente manera:

Para la columna

$$\phi V_{cx} = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'c} * by * d) = 189.22 \text{ ton}$$

$$\phi V_{cy} = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'c} * bx * d) = 64.63 \text{ tn}$$

Para la placa

$$\phi V_{cx} = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'c} * by * d) = 88.13 \text{ ton}$$

$$\phi V_{cy} = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'c} * bx * d) = 233.06 \text{ tn}$$

Como se observa, en cada caso se cumple que $\phi V_c > V_u$

9.2.7 Diseño por flexión.

En este tipo de análisis el momento último de diseño se ubica en la cara de la columna o placa. Además, se debe evaluar ambas direcciones de las zapatas. Para obtener el momento último se utilizarán las siguientes expresiones.

Para la columna

$$Mu = \sigma_u * \frac{voladox^2}{2} = 51.05 \text{ ton.m}$$

$$Mu = \sigma_u * \frac{voladoy^2}{2} = 41.06 \text{ ton.m}$$

Para la placa

$$Mu = \sigma_u * \frac{voladox^2}{2} = 24.3 \text{ ton.m}$$

$$Mu = \sigma_u * \frac{voladoy^2}{2} = 24.3 \text{ ton.m}$$

De acuerdo con el diseño por resistencia, en el eje X de la zapata de la columna tenemos:

$$Mu_x = 51.05 \text{ tn.m} \leq \phi Mn = 0.9 * 0.85 * f'c * a * Lx * (d - \frac{a}{2})$$

$$a = d - \text{raiz} \left(d^2 - \left(2 * \frac{Mu}{0.85 * f'c * b * \phi} \right) \right) = 6.37 \text{ cm}$$

$$\text{As requerido } x = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})} = 27.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{As min } x = 0.0018 * Lx * h = 12.6 \text{ cm}^2$$

Entonces se toma el acero mínimo por metro de ancho:

$$\text{Separación de Aceros} = \frac{Ly}{\#barillas} = \frac{1 \text{ m}}{9.52} = 0.109 \approx 0.10 \text{ m}$$

Para el eje Y de la zapata en la columna y para ambos ejes de la zapata en la placa se realizó el mismo procedimiento obteniendo los valores mostrados en las tablas 9.18, 9.19, 9.20 y 9.21.

Para la zapata de la columna

Tabla 9. 19. Resumen del diseño por flexión en dirección "X" de la zapata de la columna

En dirección "X"	
Volado (m)	1.40
Mu (ton.m)	51.05
Ancho LX (m)	1.00
Ancho LY (m)	1.00
d estimado (cm)	60.00
a (cm)	5.55
As requerido (cm ²)	23.60
3/4"	2.84
Díámetro de barilla	1.91
As min cm ²	12.60
# de barillas	9.00
s (m)	0.11
s final (m)	0.10

Tabla 9. 20. Resumen del diseño por flexión en dirección "Y" de la zapata de la columna

En dirección "Y"	
Volado (m)	1.30
Mu (ton.m)	29.40
Ancho LY (m)	1.00
Ancho LX (m)	1.00
d estimado (cm)	60.00
a (cm)	3.13
As requerido (cm ²)	13.31
5/8"	2.00
Díámetro de barilla	1.59
As min cm ²	12.60
# de barillas	7.00
s (m)	0.15
s final (m)	0.15

Para la zapata de la placa

Tabla 9. 21. Resumen del diseño por flexión en dirección "X" de la zapata de la placa

En dirección "X"	
Volado (m)	1.00
Mu (ton.m)	24.30
Ancho LX (m)	1.00
Ancho LY (m)	1.00
d estimado (cm)	60.00
a (cm)	2.58
As requerido (cm ²)	10.95
5/8"	2.00
Díámetro de barilla	1.59
As min cm ²	12.60
# de barillas	7.00
s (m)	0.12
s final (m)	0.15

Tabla 9. 22. Resumen del diseño por flexión en dirección "Y" de la zapata de la placa

En dirección "Y"	
Volado (m)	1.00
Mu (ton.m)	24.30
Ancho LY (m)	1.00
Ancho LX (m)	1.00
d estimado (cm)	60.00
a (cm)	2.58
As requerido (cm ²)	10.95
5/8"	2.00
Díámetro de barilla	1.59
As min cm ²	12.60
# de barillas	7.00
s (m)	0.12
s final (m)	0.15

9.2.8. Diseño de la viga de cimentación.

Este elemento estructural se encarga principalmente en unir una zapata de borde con una zapata central. La función principal de dicho elemento estructural es evitar el giro de la zapata de borde. Las figuras 9.4 y 9.5 muestran el corte de la presente viga de cimentación y su respectivo modelo. La viga de cimentación cuenta con 2 tramos, en el presente informe se realizará el cálculo del primer tramo.

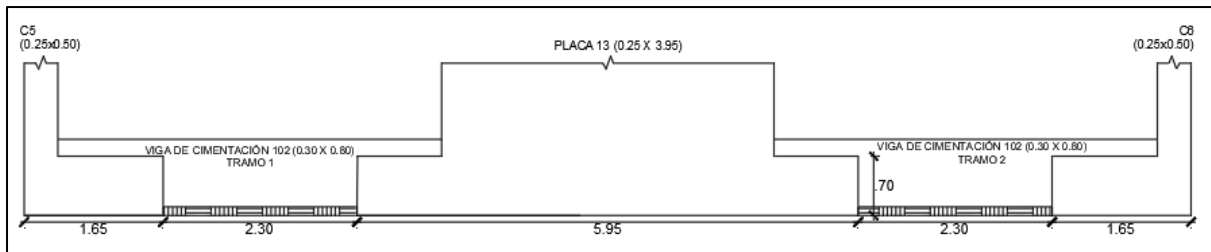


Figura 9. 4. Vista en corte de la viga de cimentación junto a las zapatas de la columna C-5 y la placa PL - 13

La excentricidad en el tramo 1 se obtiene de la siguiente manera:

$$e = \frac{1.65}{2} - \frac{0.25}{2} = 0.70 \text{ m}$$

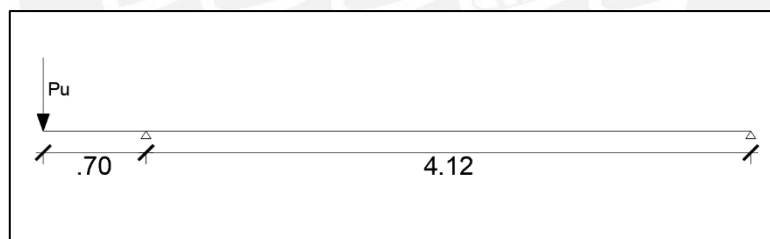


Figura 9. 5. Modelamiento de la viga de cimentación

El valor de P_u se calcula de la siguiente manera.

$$P_u = 1.4C_m + 1.7C_v = 1.4 * 62.49 + 1.7 * 7.94 = 100.98 \text{ tn}$$

Las figuras 9.6 y 9.7 muestran los D.M.F y el D.F.C. respectivamente.

DMF

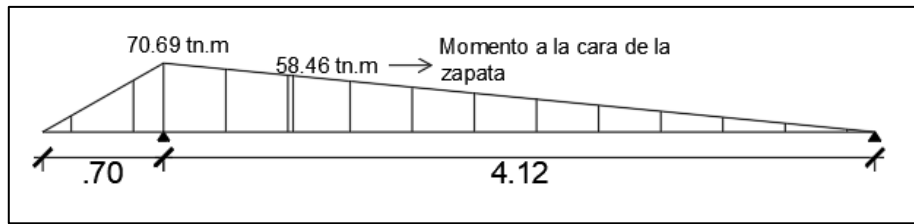


Figura 9. 6. Diagrama de Momento Flector de la Viga de Cimentación

DFC

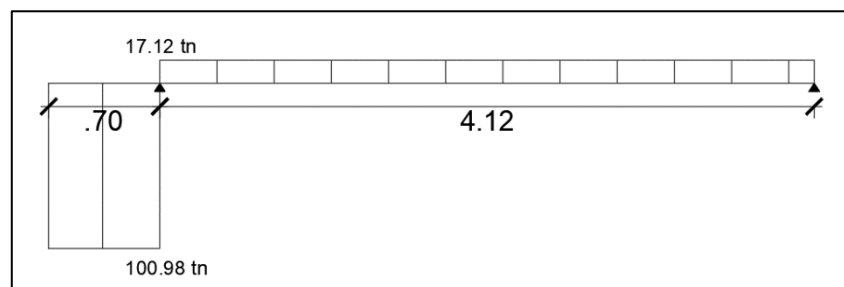


Figura 9. 7. Diagrama de Momento Flector de la Viga de Cimentación

Predimensionamiento de la viga de cimentación

El peralte se asume como un séptimo de la luz la cara de la placa y la columna.

$$h = \frac{L}{7} = \frac{4.70}{7} = 0.67, \text{ para este caso se toma } 0.8 \text{ m de peralte de viga}$$

La sección de la viga de cimentación tendría las siguientes dimensiones:

$$h = 0.8 \text{ m} ; \text{ ancho} = 0.30 \text{ m}$$

Diseño por flexión

Utilizaremos las fórmulas redactadas en el capítulo 4 del presente trabajo.

$$Mu = 56.48 \text{ tn.m} ; d = 0.72 \text{ m} ; As \text{ requerido} = 23.85 \text{ cm}^2 ;$$

$$As \text{ colocado} = 1\phi 3/4" + 4\phi 1"$$

Al ser una viga de peralte considerable, la norma E.060 (2009) indica que se debe colocar acero distribuido en el alma de la viga. Este acero será mayor al 10 % del acero calculado para el momento.

Para este caso se colocará $2\phi 3/8'' @ 0.25$ m a lo largo del alma.

Diseño por cortante

Para el diseño por cortante utilizaremos las fórmulas redactadas en el capítulo 4 del presente trabajo.

$$Vu \text{ max} = 2.6 * \phi * \sqrt{f'c} * bw * d = 69.18 \text{ ton}$$

$$Vu \text{ del análisis} = 17.12 \text{ ton}$$

$$Vc = 0.53 * bw * d * \sqrt{f'c} = 16.59 \text{ ton}$$

$$\phi \text{ de acero a utilizar como estribo} = \phi 3/8'' = 0.71 \text{ cm de diámetro}$$

$$Vs = \left(\left(\frac{Vu}{\phi} \right) - Vc \right) = 3.55 \text{ ton}$$

$$\text{Espaciamiento requerido} = Av * fy * \frac{d}{Vs} = 89.30 \text{ cm}$$

Ahora se procede a diseñar los espaciamentos de acuerdo con el capítulo 21 de la norma E.060 (2009).

Se determina la zona de confinamiento como primer paso:

$$\text{Zona de confinamiento} = 2h = 2 * 0.8 = 1.60 \text{ m}$$

Los estribos deben de estar espaciados, en de la zona de confinamiento, con el menor valor de los siguientes factores:

- $d/4 = 18 \text{ cm} = 17.5 \text{ cm}$
- $10 \phi \text{ barra long} = 25.4 \text{ cm}$
- $24 \phi \text{ estribo} = 19.2 \text{ cm}$
- 30 cm

Entonces el espaciamiento dentro de la zona de confinamiento es de 17.5 cm

$$0.5 d = 36 \text{ cm} = 35 \text{ cm}$$

El armado de los estribos de la viga de confinamiento quedaría de la siguiente manera:

Estribos $\phi 3/8''$ el primero 1 @0.05m, 10@0.10m, resto @0.35m

Figura 9. 8. Armado de la columna C-2 y de la placa PL -13

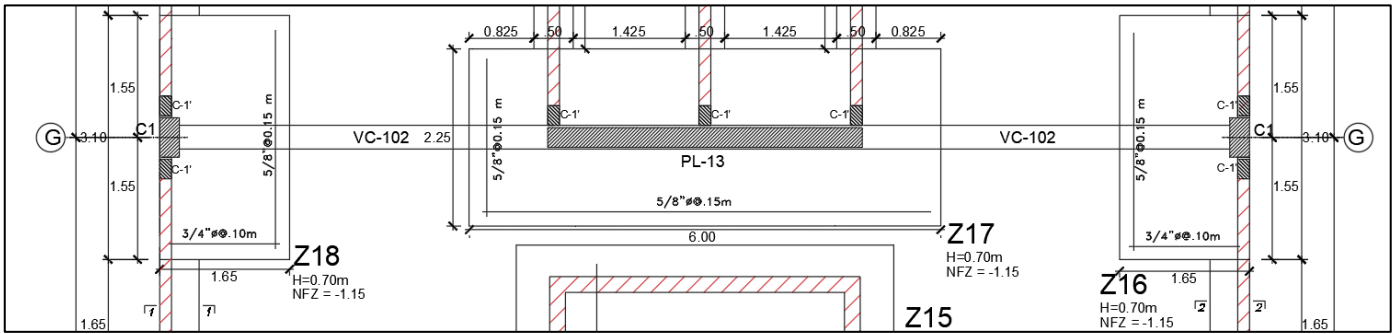
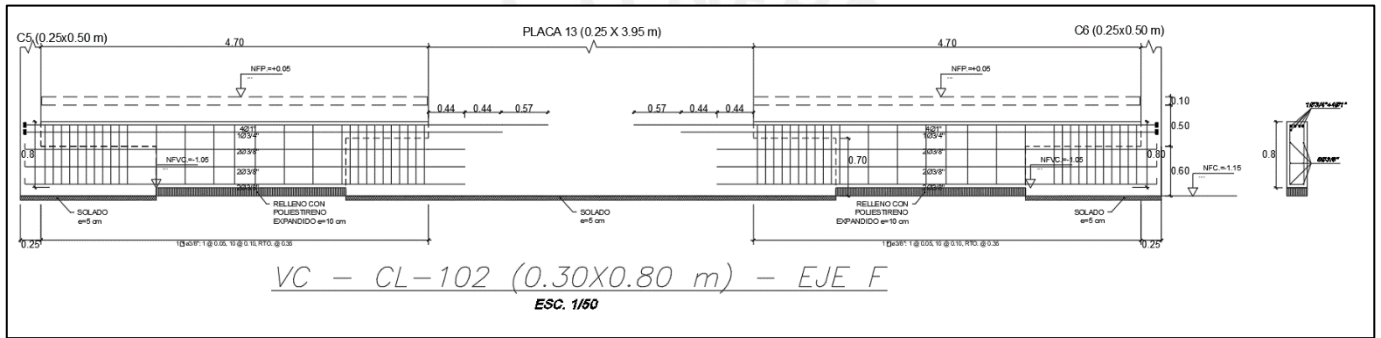


Figura 9. 9 Viga de Cimentación que conecta la columna C-5 y la placa PL-13



CAPÍTULO 10

Diseño de elementos no estructurales

10.1 Diseño de Escalera

En el presente documento se diseñará la escalera desde el primer al segundo nivel. El diseño de la escalera se asemeja al de la losa en 1 dirección. Las características de la escalera son las siguientes:

Paso (p): 25 cm

Contrapaso (cp): 17.5 cm

Garganta (t): 15 cm

Para el tramo inclinado de la escalera se utilizará la siguiente expresión.

$$Wp = \gamma \left(\frac{cp}{2} + t * \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right) = 2.4 \left(\frac{0.175}{2} + 0.15 * \sqrt{1 + \left(\frac{0.175}{0.25}\right)^2} \right) = 0.649 \text{ tn/m}^2$$

El metrado de cargas para el tramo inclinado y la parte del descanso de la escalera se observa en la tabla 10.1.

Tabla 10. 1. Resumen del metrado de cargas de la escalera

	Tramo inclinado	Descanso
CM	1m * (0.649+0.1) tn/m ² = 0.749 tn/m	1m * (2.4+0.15) tn/m ² = 0.460 tn/m
CV	1m * 0.2 tn/m ² = 0.2 tn/m	1m * 0.2 tn/m ² = 0.2 tn/m
1.4CM+1.7CV	1.4 * 0.749 + 1.7*0.2 = 1.38 tn/m	1.4 * 0.749 + 1.7*0.2 = 0.984 tn/m

Con el presente metrado de cargas procedemos a modelar la escalera. La figura 10.1, 10.2 y 10.3 presentan el modelo, el Diagrama de Momento flector y Diagrama de Fuerzas Cortantes respectivamente.

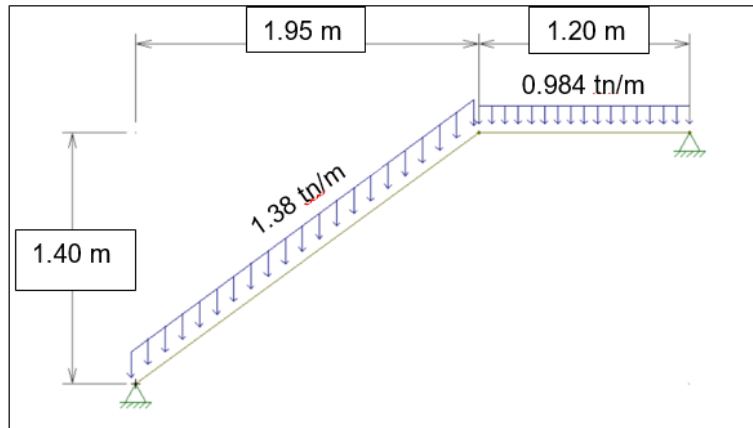


Figura 10. 1. Modelo de la escalera

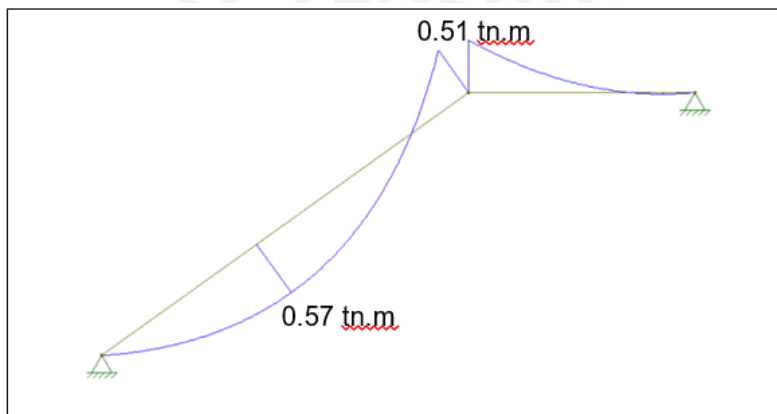


Figura 10. 2. Diagrama de Momento Flector

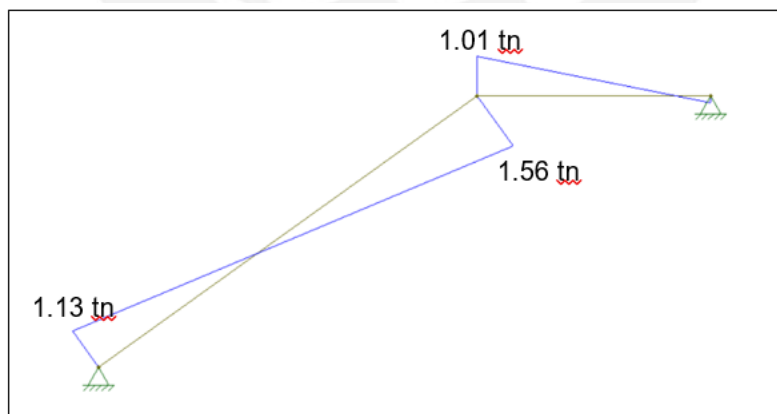


Figura 10. 3. Diagrama de Fuerza Cortante

Con los valores mostrados se procede a realizar el diseño utilizando las ecuaciones del capítulo 4.

El momento máximo es de 0.57 tn.m, para la sección de dicho tramo se requiere un acero de $A_s = 0.80 \text{ cm}^2$; sin embargo, el acero mínimo para dicha sección es 2.7 cm^2 . De este modo la distribución de acero será de $3/8'' @ 0.25 \text{ m}$ lo cual genera 2.84 cm^2 que cubren la demanda solicitada.

La cortante se obtiene con la siguiente fórmula:

$$\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'c} * 1m * d) = 0.85 * (0.53 * \sqrt{210} * 100 * 12) = 7.83$$

La cortante última es de 1.56 tn, entonces se cumple el diseño por resistencia.

Las figuras 10.4 y 10.5 muestran los 2 tramos de la escalera del primer nivel.

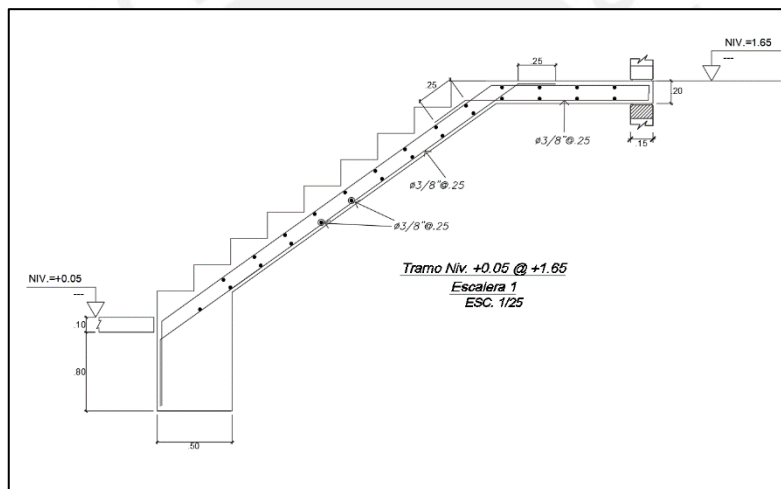


Figura 10. 4. Diseño del tramo 1 de la escalera 1

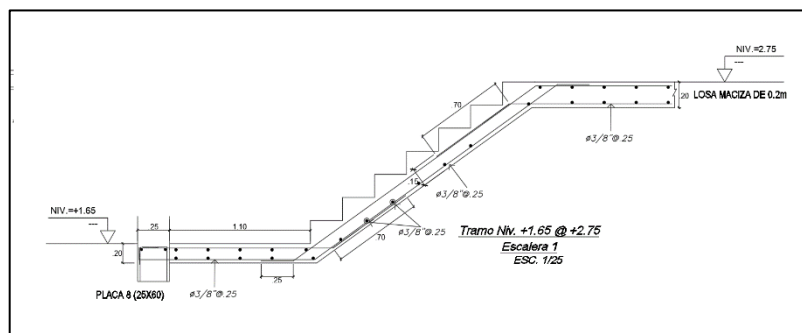


Figura 10. 5. Diseño del tramo 2 de la escalera 1

10.2 Diseño de un tabique de albañilería

En el presente proyecto se desarrollará el diseño del tabique de albañilería ubicado en el eje 1 en la intersección de los ejes “C” y “D”. El tabique del último nivel servirá para obtener los máximos valores de refuerzo y el del primer nivel para dimensionar el sobrecimiento. La figura 10.6 muestra las dimensiones del muro, vigas de arriostre y las columnetas de arriostre del sexto nivel.

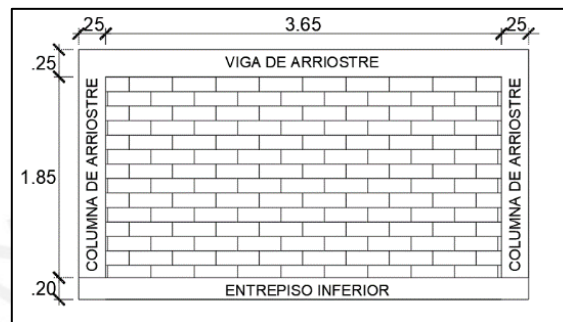


Figura 10. 6. Muro de albañilería a diseñar

Los tabiques de albañilería no aportan rigidez a la estructura. Por ello, se modela como una losa simplemente apoyada en los 3 lados arriostrados que soporta una carga “w” distribuida uniforme que se calcula con la siguiente ecuación:

$$w = 0.80 * Z * U * C * \gamma * e = 0.8 * 0.45 * 1 * 2.5 * 1800 * 0.15 = 24.3 \text{ kg/m}^2$$

El momento de diseño del tabique se calcula con la siguiente ecuación:

$$Ms = m * w * a^2$$

Donde:

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

La tabla N°12 de la Norma E.070, indica que los valores de “m” y “a” se obtienen de la siguiente manera.

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

Nota: Tomado de la Norma E.070

$b/a = 3.65 \text{ m} / 1.85 \text{ m} = 1.97$, por lo tanto, el valor de “m” es 0.1005. Finalmente, el valor de Ms será el siguiente:

$$M_s = 0.1071 * 24.3 * 1.85^2 = 8.907 \text{ kg.m}$$

El esfuerzo máximo que soporta el tabique debido al Ms calculado se obtiene con la siguiente expresión.00

$$f_m = \frac{6 * M}{t^2} = \frac{6 * 8.907}{15^2} = 0.237 \text{ kg/cm}^2$$

De acuerdo con la Norma E.070, el esfuerzo no debe ser mayor al admisible el cual es 1.50 kg/cm² por lo que el diseño cumple con lo requerido.

10.2.1. Fuerza sísmica en los tabiques

De acuerdo con la norma E.030, la fuerza sísmica en los tabiques se calcula de la siguiente manera:

$$F = \frac{a}{g} * C_1 * P_e$$

Donde:

a: Aceleración horizontal del piso en el que el elemento está anclado.

C₁: Valor que depende de la ubicación del tabique, en nuestro caso será 3.

P_e: Peso del tabique.

La aceleración en el segundo nivel es de 0.31 g por lo que el valor de la fuerza sísmica en el tabique sería:

$$F_{s\acute{m}ica} = \frac{0.31g}{g} * 3 * 3.65 * 1.85 * 0.15 = 0.94 \text{ tn}$$

La presente fuerza s\acute{mica distribuida en direcci3n al plano del tabique se utilizar\acute{a para determinar el di\`ametro de los aceros de anclaje. Por otro lado, la fuerza s\acute{mica distribuida perpendicularmente al plano del tabique la utilizaremos para obtener el refuerzo en los elementos de arriostre.

10.2.2. Dise\~no de la viga de arriostre

La secci3n del presente elemento estructural es de 0.15 m x 0.25 m. Sus cargas s\acute{micas se asocian principalmente a su peso y al pa\~no de alba\~niler\`a que se le asigna. La figura 10.7 muestra los pa\~nos que cargan cada arriostre.

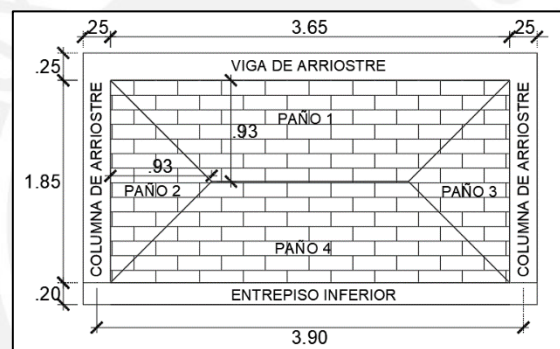


Figura 10. 7. \`Areas tributarias del tabique a analizar

El metrado de cargas de la viga de arriostre se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Peso propio} = 0.8 * 0.45 * 1 * 1 * (2400 * 0.15 * 0.25) = 32.4 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de alba\~niler\`a} = 24.3 * 1.83 = 44.46 \text{ kg/m}$$

$$\text{Fuerza s\acute{mica}} = \frac{940}{6.75} * 0.93 = 129.51 \text{ kg/m}$$

La combinaci3n m\`as cr\`itica resulta ser: 1.25 CM + CS. La figura 10.8 muestra el diagrama de momento flector de dicha combinaci3n.

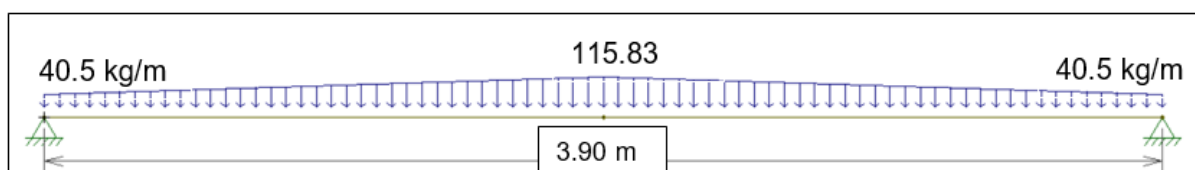


Figura 10. 8. Combinaci3n de cargas aplicadas en la viga de arriostre

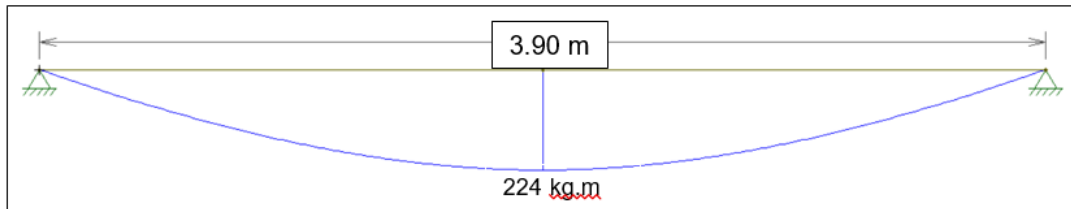


Figura 10. 9. Diagrama de Momento Flector en la Viga de Arriostre

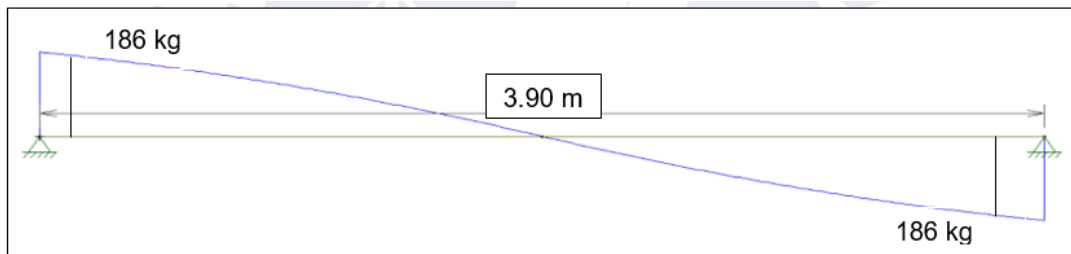


Figura 10. 10. Diagrama de Fuerzas Cortantes en la Viga de Arriostre

Diseño por flexión de la viga de arriostre

El máximo momento último es de 224 kg.m por lo que se necesitaría una cuantía de 0.26 cm² el cual se supliría colocando 2 barras de 3/8 de diámetro la cual genera 1120 kg.m cumpliendo así con lo solicitado y con la cuantía de acero mínimo. Sin embargo, para la facilidad del armado de estribos se coloca 4 barras de 3/8".

Diseño por corte de la viga de arriostre

Este diseño se realiza por resistencia por lo que ϕV_c tiene que ser mayor a V_u .

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * b * d * \sqrt{f'c} = 0.85 * 0.53 * 0.25 * 0.13 * \sqrt{210} = 2496 \text{ tn}$$

$$V_u = 186 \text{ kg}$$

Como ϕV_c es mayor a V_u , no se requiere acero de refuerzo por lo que se utilizará estribos de montaje de 8mm de acuerdo con la siguiente distribución:

$$1@0.05, 4@0.10, Rto@0.25$$

10.2.2. Diseño de la columna de arriostre

Las columnas de arriostre presenta una sección de 0.15 m x 0.25 m. Sus cargas sísmicas se asocian principalmente a su peso, al paño de albañilería que se le asigna y a la carga puntal de la viga. El análisis de la columna de arriostre se modela como si fuese una viga en voladizo. El paño que carga la columna de arriostre está definido en la figura 10.6. Con dicho paño se realiza el metrado de cargas.

$$\text{Peso propio} = 0.8 * 0.45 * 1 * 1 * (2400 * 0.15 * 0.25) = 32.4 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de albañilería} = 24.3 * 1.83 = 44.46 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de la viga} = 192 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerza sísmica} = \frac{940}{6.75} * 0.93 = 129.51 \text{ kg/m}$$

La combinación más crítica resulta ser: 1.25 CM + CS. El modelo de cargas, diagrama de momento flector y fuerza cortante se observa en la figura 10.11.

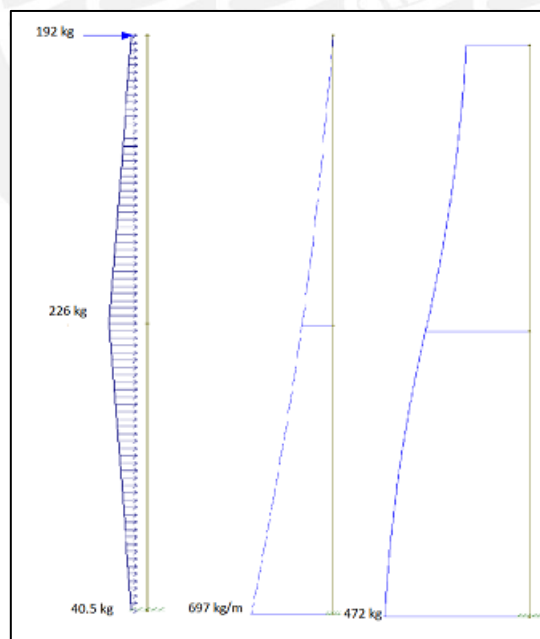


Figura 10. 11. Modelamiento, DMF y DFC de la columneta

Diseño por flexión de la columna de arriostre

El máximo momento último es de 697 kg.m por lo que se necesitaría una cuantía de 0.86 cm² el cual se supliría colocando 2 barras de 3/8" de diámetro la cual genera 1420 kg.m cumpliendo así con lo solicitado y con la cuantía de acero mínimo. Sin embargo, para la facilidad del armado de estribos se coloca 4 barras de 3/8".

Diseño por corte de la columna de arriostre

Este diseño se realiza por resistencia por lo que ϕV_c tiene que ser mayor a V_u .

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * b * d * \sqrt{f'c} = 0.85 * 0.53 * 0.25 * 0.13 * \sqrt{210} = 2496 \text{ tn}$$

$$V_u = 472 \text{ kg}$$

Como ϕV_c es mayor a V_u , no se requiere acero de refuerzo por lo que se utilizará estribos de montaje de 8mm de acuerdo con la siguiente distribución:

$$\mathbf{1@0.05, 4@0.10, Rto@0.25}$$

CAPÍTULO 11

Comentarios y conclusiones

- Si bien el predimensionamiento utilizado nos brinda un bosquejo de las dimensiones que deben tener los elementos estructurales, la sección de estos fue definida de acuerdo con el diseño por flexión y compresión.
- En cuanto a la estructuración, se buscó evitar los problemas de torsión. Por ello, se buscó una distribución simétrica en los muros de corte y los pórticos. Además, la presencia de los muros de corte en ambas direcciones generó que las cortantes tomadas por los pórticos sean menores al 30% de la cortante basal por lo que el coeficiente de reducción “R” asumido como 6 fue el correcto.
- Los periodos fundamentales del edificio fueron 0.559 seg en el eje X y 0.451 seg en el eje Y. Esto se produce porque se presenta una mayor cantidad de muros y pórticos en el eje Y. Asimismo, la máxima deriva obtenida en el proyecto fue de 0.005757 en eje X moviendo la masa total 5% en dirección Y hacia abajo a comparación del 0.004196 del eje Y moviendo la masa total 5% en dirección X hacia la derecha. Estos últimos valores tienen total concordancia con la ley de Hooke ya que, a mayor rigidez, menor será el desplazamiento.
- El diseño de cortante por capacidad se realizó con el fin de que los elementos estructurales, al llegar a su esfuerzo más crítico, presenten una falla dúctil y no una frágil. La norma E.060 (2009), especifica en el capítulo 21 los procedimientos que se deben tener para calcular la cortante por capacidad. Esta fuerza cortante de capacidad se obtiene con los momentos nominales del diseño por flexión.

- Los momentos en las columnas no fueron muy grandes puesto que, en cada eje, además de los pórticos, existen muros de corte. Al tener estos muros una mayor rigidez lateral toma una mayor cantidad de fuerza cortante y por ende mayores momentos flectores. Por ello, la cuantía de las columnas siempre fue la mínima permitida por la norma E.060 por lo que no se realizó ninguna reducción de diámetro de las varillas en pisos superiores.
- La cuantía de acero longitudinal en las zonas de confinamiento de las placas se redujo, en lo posible, cada 2 niveles. Además, los estribos del núcleo de confinamiento se diseñaron de acuerdo con la distribución establecida en la norma E.060. Por otro lado, la cuantía de acero vertical se redujo en los 2 últimos pisos del edificio a diferencia de la cuantía horizontal que se mantuvo desde el primer al último nivel.
- La presente edificación cuenta con una gran capacidad portante a pesar de no presentar sótanos. Esto se debe a la ubicación del proyecto, dicho tipo de suelo se califica como un suelo tipo S1 de acuerdo con la norma E.030. En cuanto a la cimentación, el presente proyecto utilizó zapatas aisladas, conectadas y combinadas. Las 2 últimas se utilizaron principalmente en la zona perimetral de la edificación ya que en las zapatas perimetrales son excéntricas por lo que presentan una mayor concentración de esfuerzos en uno de sus lados.

Bibliografía

BLANCO BLASCO, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2004). *Norma E.020*. Lima.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Norma E.030*. Lima.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma E.050*. Lima.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Norma E.060*. Lima.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Norma E.070*. Lima.

MUÑOZ PELAEZ, J. A. (2003). *Diseño Sismorresistente*. Lima: Fondo Editorial PUCP.

OTTAZZY PASINO, G. (2019). *Apuntes del curso Concreto Armado 1*. Lima: Fondo Editorial PUCP.

ORDENANZA N°0342.[MUNICIPALIDAD DE MIRAFLORES]. Aprueban parámetros urbanísticos y edificatorios y las condiciones generales de edificación en el distrito. 07 de febrero del 2011. MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE MIRAFLORES.