

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PUCP

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE VIVIENDA
MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS Y 3 SÓTANOS EN EL DISTRITO DE
MIRAFLORES**

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Cesar Alberto Guzman Rivas

ASESOR:

Christian Alberto Asmat Garaycochea

Lima, mayo, 2021

RESUMEN

El resultado del presente trabajo de tesis será la estructuración, análisis y diseño de una edificación de vivienda multifamiliar en el distrito de Miraflores, en el departamento de Lima. Este proyecto, resulta interesante por ser un edificio en esquina, es decir, cuenta con doble fachada por lo que tendrá una concepción más atractiva desde el punto de vista estructural. Por otro lado, la edificación tiene un área de terreno de 320 m², será desarrollado cumpliendo la normativa peruana para habilitaciones urbanas, teniendo en cuenta que el proceso de diseño se centra en buscar la opción más viable de estructuración frente a las solicitaciones sísmicas, evitando estructuras sobredimensionadas, ya que esto genera sobre costos para un proyecto.

El proyecto arquitectónico está pensado en la distribución de departamentos dúplex y tríplex, lo que conlleva tener un mayor criterio en el desarrollo de la estructuración, llevando a cabo una correcta compatibilización de espacios, además, de brindar confortabilidad y seguridad para los usuarios.

El tipo de sistema estructural escogido se compone por pórticos de concreto armado y muros estructurales, que se encargarán de tomar las fuerzas sísmicas para un mejor comportamiento de la estructura. Para las losas se utilizarán diversos tipos como aligerados en una y dos direcciones y losas macizas en base a la necesidad de uso.

En lo que respecta a la cimentación, principalmente, es la composición de muros de contención debido a los sótanos, así como para los elementos verticales se utilizarán zapatas aisladas y conectadas. El análisis de solicitaciones se presenta mediante el modelado en el programa SAP2000. Finalmente, el desarrollo del presente trabajo sigue los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones, específicamente en las normas siguientes: Norma Técnica E.020 Cargas, Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones y la Norma Técnica E.060 Concreto Armado.

AGRADECIMIENTOS

Agradecer a mis padres por hacer el esfuerzo de poder brindarme una educación de primer nivel en esta casa de estudios. Por brindarme todo su apoyo incondicional en esta etapa de mi vida, por los consejos, por los regaños y por todo aquel esfuerzo que hicieron por darme lo mejor para mi futuro.

Agradecer al Ing. Christian Asmat, por dedicar su tiempo y paciencia a lo largo del asesoramiento y por todo aquel conocimiento compartido.



DEDICATORIA

Dedicar de manera especial este trabajo a mis abuelos, Cesar Guzman, Alberto Rivas, Leonor Cajigas, Ignacia León quienes están orgullosos de este logro y siempre serán mi mayor energía para seguir adelante.

A mis padres, por su constancia en formarme como una buena persona, inculcándome valores y principios los cuales me ayudarán a forjarme como profesional. Por todo su incondicional apoyo en todo lo que me propongo, en todo lo que quiero hacer y sobre todo por el gran amor que siempre promueven hacia mi y mi familia.

A mi hermana, Almendra, que en ocasiones supo darme empujoncitos de apoyo que me permitan tener una mayor claridad en el camino de terminar satisfactoriamente mi carrera y también darle mucho cariño a Lucianita.

De igual modo, dedicar este trabajo a mi tío Vladimiro, que al igual que mi papá supieron enseñarme lo maravilloso de la ingeniería.

Y lo más importante en mi vida, por las cuales lucharé cada día por darles lo mejor, Nicole, mi esposa; y Luciana, mi hijita. Dos personas muy importantes que día a día me dan esas ganas de salir adelante y ser mejor cada día, que durante este periodo fueron mi motor para no rendirme.

¡Gracias por todo su apoyo familia!

ÍNDICE GENERAL

LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABLAS	x
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1 Justificación.....	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Alcances	2
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO.....	4
2.1 Reglamento Nacional de Edificaciones.....	4
2.1 Norma Técnica E.020 Cargas.....	4
2.2 Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente	5
2.3 Norma Técnica E.050 Suelo y Cimentaciones.....	5
2.5 Norma Técnica E.060 Concreto Armado.....	5
CAPÍTULO 3: ESTUDIO DEL CASO	7
CAPÍTULO 4: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	9
4.1 Estructuración.....	9
4.1.1 Criterios de estructuración	9
4.2 Predimensionamiento de losas	10
4.2.1 Losas aligeradas	10
4.2.2 Losas macizas	11
4.3 Predimensionamiento de vigas.....	11
4.4 Predimensionamiento de columnas.....	12
4.5 Predimensionamiento de muros estructurales	12
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	13
5.1 Metrado de cargas	13
5.2 Modelamiento y análisis sísmico	13
5.3 Análisis por cargas sísmicas.....	15
5.3.1 Parámetros sísmicos.....	15
5.3.2 Análisis sísmico de la edificación.....	17
CAPÍTULO 6: DISEÑO ESTRUCTURAL	24
6.1 Diseño de Losa aligerada	24
6.1.1 Metrado de cargas para losa aligerada	24
6.1.2 Diseño por flexión.....	25
6.1.3 Verificación por cortante	26

6.1.4	Acero: corte de refuerzo y temperatura	27
6.1.5	Control de fisuración del concreto	27
6.1.6	Diseño de viga chata	28
6.2	Diseño de Losa maciza.....	29
6.2.1	Metrado de cargas para losa maciza	29
6.2.2	Diseño por flexión.....	30
6.2.3	Verificación por cortante	31
6.3	Diseño de Losa aligerada en dos direcciones.....	31
6.3.1	Diseño por flexión.....	32
6.3.2	Verificación por cortante	33
6.4	Diseño de Vigas	34
6.4.1	Metrado de cargas para viga	34
6.4.2	Diseño por flexión.....	35
6.4.3	Verificación por cortante y capacidad	39
6.4.4	Acero: corte de refuerzo y suspensión	41
6.4.5	Control de fisuración.....	42
6.5	Diseño de Columnas.....	44
6.5.1	Metrado de cargas para columna	44
6.5.2	Diseño por flexocompresión	46
6.5.3	Verificación por cortante y capacidad	51
6.6	Diseño de Placas.....	54
6.6.1	Metrado de cargas para placa.....	54
6.6.2	Diseño por flexocompresión	56
6.6.3	Verificación por cortante y capacidad	57
6.6.4	Análisis de elementos de borde.....	57
CAPÍTULO 7: CIMENTACIONES		67
7.1	Diseño de la cimentación.....	67
7.2	Verificación por punzonamiento y cortante	68
7.3	Diseño por flexión	69
7.4	Diseño para una zapata aislada.....	69
7.5	Diseño para una zapata combinada	72
7.6	Diseño para una zapata conectada	75
CAPÍTULO 8: ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES.....		82
8.1	ELEMENTO DE CONEXIÓN - ESCALERA	82
8.1.1	Metrado de cargas	82

8.1.2	Diseño de la escalera.....	83
8.2	ELEMENTO DE SOSTENIMIENTO – MUROS DE SÓTANO	85
8.3	SISTEMA DE ALMACENAMIENTO DE AGUA– CISTERNA.....	89
8.3.1	Diseño del muro de cisterna	89
8.3.2	Diseño de las losas de tapa y piso de la cisterna	91
CAPÍTULO 9: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES		93
9.1	Comentarios	93
9.2	Conclusiones	95
BIBLIOGRAFÍA		97



LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1. Planta arquitectónica del primer nivel.....	7
Figura 3.2. Planta estructural del 1° nivel.....	8
Figura 5.1. Modelo computacional del edificio en SAP2000.....	14
Figura 5.2. Planta estructural de la edificación.....	14
Figura 5.3. Mapa de zonificación del Perú, para obtener el factor Z (MCVS, 2018a).....	15
Figura 5.4. Factor Suelo (MCVS, 2018a).....	15
Figura 5.5. Coeficientes de reducción de acuerdo con el sistema estructural. (MCVS, 2018a)	16
Figura 5.6. Puntos de análisis de irregularidades.....	18
Figura 6.1. Sección típica de un aligerado convencional.....	24
Figura 6.2. Planta general de aligerados, señalando el aligerado a detallar en el diseño	24
Figura 6.3 Alternancia de carga viva para diseño en flexión.....	25
Figura 6.4. Diagramas de fuerzas internas (DMF y DFC) a la cara del caso crítico	26
Figura 6.5. Corte de bastones tomando distancia a la cara de viga	27
Figura 6.6. Armado de losa aligerada entre los ejes 1 y 2	28
Figura 6.7. Diagrama de momento flector para la viga chata.....	29
Figura 6.8. Secciones de vigas chatas y viga perimetral.....	29
Figura 6.9. Diagrama de fuerzas internas (DFC y DMF) a cara de los apoyos para losa maciza	30
Figura 6.10. Sección típica de armado de losa maciza con acero mínimo	31
Figura 6.11. Armado de acero para una losa en dos direcciones.....	33
Figura 6.12. Áreas tributarias para vigas de ejemplo.....	34
Figura 6.13. Diagrama de cargas de servicio para las vigas, obtenidas del SAP2000.....	35
Figura 6.14. Diagrama de momentos flector por acción de la carga muerta, V-102.....	36
Figura 6.15. Diagrama de momentos flector por acción de la carga viva, V-102	36
Figura 6.16. Diagrama de momentos flector por acción del sismo en X, V-102.....	37
Figura 6.17. Diagrama de momentos flector por acción del sismo en Y, V-102.....	37
Figura 6.18. Diagrama envolvente para la viga V-102.....	37
Figura 6.19. Diagrama de momentos flector por acción de la carga muerta, V-10C	38
Figura 6.20. Diagrama de momentos flector por acción de la carga viva, V-10C.....	38
Figura 6.21. Diagrama de momentos flector por acción del sismo en X, V-10C.....	38
Figura 6.22. Diagrama de momentos flector por acción del sismo en Y, V-10C.....	38
Figura 6.23. Diagrama envolvente para la viga V-10C	38
Figura 6.24. Distribución de acero transversal para una viga (MCVS,2009).....	41
Figura 6.25. Armado y secciones de las vigas V-102 a la V-107	43

Figura 6.26. Armado y secciones de las vigas V-10C a la V-70C.....	44
Figura 6.27. Columnas para ejemplificar, con sus respectivas áreas tributarias.....	45
Figura 6.28. Secciones preliminares de la columna C-01 para cada tramo	48
Figura 6.29. Diagrama por resistencia C-01– segundo tramo	48
Figura 6.30. Secciones preliminares de la columna C-06 para cada tramo	49
Figura 6.31. Diagrama por resistencia C-06 – primer tramo	50
Figura 6.32. Diagrama por resistencia C-06 – segundo tramo	51
Figura 6.33. Secciones de columnas diseñadas	54
Figura 6.34. Áreas tributarias para las placas de ejemplo.....	55
Figura 6.35. Acero preliminar instalado para la PL-01 en toda la altura.....	58
Figura 6.36. Diagrama por resistencia para la PL-01	59
Figura 6.37. Diseño final para la placa PL-01	61
Figura 6.38. Acero instalado para la PL-ASC1 en toda la altura.....	61
Figura 6.39. Diagrama por resistencia para la PL-ASC1.....	62
Figura 6.40. Diseño final para la placa del ascensor PL-ASC01	63
Figura 6.41. Acero instalado para la PL-ASC2	64
Figura 6.42. Diagrama por resistencia para la PL-ASC2.....	65
Figura 6.43. Diseño final para la placa del ascensor PL-ASC02.....	66
Figura 7.1. Esquema de la cimentación	67
Figura 7.2. Sección de análisis por punzonamiento para una zapata aislada.....	68
Figura 7.3. Sección de análisis por cortante para una zapata aislada	69
Figura 7.4. Sección con acero instalado zapata ZP-01	71
Figura 7.5. Sección con acero instalado zapata ZC-01	75
Figura 7.6. Idealización de la conexión entre zapatas	76
Figura 7.7. Diagrama de fuerzas internas para la viga de cimentación	80
Figura 7.8. Diseño final de la viga de cimentación VC-02.....	81
Figura 8.1. Diagrama de momentos por 1 m de ancho para escalera	82
Figura 8.2. Armado de acero para tramo típico de escalera.....	84
Figura 8.3. Análisis con todos los puntos apoyados para la escalera	84
Figura 8.4. Detalle de cortes en la cimentación	85
Figura 8.5. Idealización del muro de sótano con la carga total del empuje. Lado izq.(sobrecarga), lado der. (empuje del terreno).	86
Figura 8.6. Diagrama de fuerzas internas: izq.(cortante), lado der. (momentos).	87
Figura 8.7. Diseño del muro de sótano límite eje 4	88
Figura 8.8. Carga y diagrama de fuerzas internas presión hidrostática.	90

Figura 8.9. Carga y diagrama de fuerzas internas presión del suelo.....90
Figura 8.10. Sección en planta de la cisterna.....92



LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1. Tabla de áreas de los tipos de departamento.....	3
Tabla 2.1. Características de los componentes del proyecto	6
Tabla 3.1. Parámetros arquitectónicos del proyecto	7
Tabla 3.2. Factor de reducción ϕ , diseño por resistencia (MCVS,2009).....	8
Tabla 4.1. Criterio de predimensionamiento de losas aligeradas en una dirección (Blanco,1994)	10
Tabla 4.2. Criterio de predimensionamiento de losas aligeradas en dos direcciones (Blanco,1994).....	10
Tabla 4.3. Criterio de predimensionamiento de losas macizas (Blanco,1994).....	11
Tabla 4.4. Secciones comunes para vigas peraltadas (Blanco,1994).....	11
Tabla 4.5. Predimensionamiento de columnas	12
Tabla 4.6. Secciones de placas definidas para el proyecto	12
Tabla 5.1. Cargas actuantes sobre la edificación (MCVS,2006).....	13
Tabla 5.2. Factores sísmicos del proyecto	17
Tabla 5.3. Peso sísmico por nivel de la edificación.....	18
Tabla 5.4. Análisis de derivas la dirección X	18
Tabla 5.5. Análisis de derivas la dirección Y	19
Tabla 5.6. Análisis de torsión en el eje X e Y.....	19
Tabla 5.7. Análisis modal en las direcciones ortogonales	20
Tabla 5.8. Fuerzas por nivel para la dirección X	21
Tabla 5.9. Fuerzas por nivel para la dirección Y	21
Tabla 5.10. Método de Rayleigh para la dirección X	21
Tabla 5.11. Método de Rayleigh para la dirección Y	22
Tabla 5.12. Verificación de la cortante sísmica.....	22
Tabla 5.13. Verificación del sistema estructural – dirección X.....	22
Tabla 5.14. Verificación del sistema estructural – dirección Y.....	23
Tabla 5.15. Análisis de junta sísmica.....	23
Tabla 6.1. Metrado de cargas para vigueta típica de aligerado en una dirección	25
Tabla 6.2. Metrado de cargas para vigueta típica de aligerado en dos direcciones	25
Tabla 6.3. Característica de diseño de un aligerado.....	26
Tabla 6.4. Diseño por flexión del aligerado.....	26
Tabla 6.5. Metrado de cargas para viga chata.....	28
Tabla 6.6. Metrado de cargas para losa maciza	29
Tabla 6.7. Diseño por flexión de la losa maciza en el sótano 1	30
Tabla 6.8. Cálculos para obtener peso de la losa en dos direcciones.....	31

Tabla 6.9. Relación entre luces para losa en dos direcciones	32
Tabla 6.10. Diseño a flexión aligerado en dos direcciones.....	32
Tabla 6.11. Cargas por gravedad para metrado de viga V-102	34
Tabla 6.12. Cargas por gravedad para metrado de viga V-10C.....	35
Tabla 6.13. Asunciones para el diseño por flexión de una viga de 0.25x0.65m.....	36
Tabla 6.14. Diseño a flexión de la viga V-102 primer nivel – primer tramo.....	37
Tabla 6.15. Diseño a flexión de la viga V-102 primer nivel – segundo tramo	37
Tabla 6.16. Diseño a flexión de la viga V-10C primer nivel – primer tramo	39
Tabla 6.17. Diseño a flexión de la viga V-10C primer nivel – segundo tramo	39
Tabla 6.18. Cálculo de la cortante de diseño para la viga V-102	39
Tabla 6.19. Cálculo del espaciamiento de estribos V-102.....	40
Tabla 6.20. Cálculo de la cortante de diseño para la viga V-10C.....	40
Tabla 6.21. Cálculo del espaciamiento de estribos V-10C	40
Tabla 6.22. Criterios de distribución de estribos	41
Tabla 6.23. Longitud de desarrollo en función al f'_c y el diámetro.....	41
Tabla 6.24. Longitud mínima de bastones por cada diámetro de acero.....	42
Tabla 6.25. Consideraciones para el metrado de columnas	45
Tabla 6.26. Metrado de cargas para C-01 – pisos superiores	45
Tabla 6.27. Metrado de cargas para C-06 – pisos superiores	46
Tabla 6.28. Acero mínimo correspondiente a las columnas para el 1º tramo	46
Tabla 6.29. Cargas actuantes en la C-01 – primer tramo.....	47
Tabla 6.30. Cargas actuantes en la C-01 – segundo tramo	47
Tabla 6.31. Combinaciones de carga C-01 – segundo tramo	47
Tabla 6.32. Cargas actuantes en la C-06 – primer tramo.....	49
Tabla 6.33. Combinaciones de carga C-06 – primer tramo	49
Tabla 6.34. Cargas actuantes en la C-06 - segundo tramo.....	50
Tabla 6.35. Combinaciones de carga C-06 – segundo tramo	50
Tabla 6.36. Cortantes por amplificación sísmica – segundo tramo	52
Tabla 6.37. Condiciones por corte y capacidad para C-01	52
Tabla 6.38. Cortantes por amplificación sísmica – segundo tramo	53
Tabla 6.39. Condiciones por corte y capacidad para C-06	53
Tabla 6.40. Metrado de cargas PL-ASC1 para pisos superiores.....	55
Tabla 6.41. Metrado de cargas PL-ASC2 para pisos superiores.....	56
Tabla 6.42. Metrado de cargas PL-01 para pisos superiores	56
Tabla 6.43. Cargas actuantes sobre la PL-01 – segundo tramo	58

Tabla 6.44. Combinación de cargas actuantes sobre la PL-01	58
Tabla 6.45. Espaciamiento de estribos en los núcleos	60
Tabla 6.46. Cargas actuantes sobre la PL-ASC1	61
Tabla 6.47. Combinación de cargas actuantes sobre la PL-ASC1.....	61
Tabla 6.48. Cargas actuantes sobre la PL-ASC2	64
Tabla 6.49. Combinación de cargas actuantes sobre la PL-ASC2.....	64
Tabla 7.1. Cargas de la placa PL-01	69
Tabla 7.2. Esfuerzo último de diseño para zapata aislada	70
Tabla 7.3. Cargas de la columna C-04	72
Tabla 7.4. Cargas de la columna PL-05	72
Tabla 7.5. Análisis por punzonamiento ZC-01	73
Tabla 7.6. Diseño a flexión zapata combinada ZC-01	74
Tabla 7.7. Cargas actuantes sobre la placa PL-03	75
Tabla 7.8. Cargas actuantes sobre la columna C-06	75
Tabla 7.9. Volados y excentricidad para la zapata conectada.....	76
Tabla 7.10. Resultados del análisis – 2° verificación	77
Tabla 7.11. Esfuerzos generados – 2° verificación.....	77
Tabla 7.12. Resultados del análisis – 3° verificación	77
Tabla 7.13. Esfuerzos generados – 3° verificación.....	77
Tabla 7.14. Resultados del análisis – 4° verificación	77
Tabla 7.15. Esfuerzos generados – 4° verificación.....	78
Tabla 7.16. Análisis por punzonamiento zapata conectada	78
Tabla 7.17. Verificación por punzonamiento Zapata 1.....	78
Tabla 7.18. Análisis por cortante zapata conectada.....	79
Tabla 7.19. Diseño a flexión Zapata 1	79
Tabla 7.20. Diseño a flexión Zapata 2	80
Tabla 7.21. Verificación por cortante para la viga de cimentación	80
Tabla 7.22. Diseño por flexión viga de cimentación	80
Tabla 8.1. Acero requerido para la escalera.....	83
Tabla 8.2. Acero instalado en escalera.....	83
Tabla 8.3. Empuje lateral en relación con la profundidad	85
Tabla 8.4. Verificación por cortante para el muro de sótano.....	87
Tabla 8.5. Diseño a flexión del muro del sótano	88
Tabla 8.6. Factores de durabilidad – S (ACI350R-01,2001).....	89
Tabla 8.7. Análisis de presión hidrostática	89

Tabla 8.8. Análisis de presión de tierra.....	89
Tabla 8.9. Análisis de presión de tierra.....	90
Tabla 8.10. Análisis de presión de tierra.....	91
Tabla 8.11. Diseño a flexión del piso de la cisterna	91



CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

En los últimos 50 años en la costa Sudamericana, se viene desarrollando un fenómeno geotécnico llamado silencio sísmico, el cual se define como la acumulación de energía interna de las placas tectónicas durante un extenso período de tiempo. Esta energía podría generar movimientos sísmicos de grandes proporciones, en caso sea liberada, por lo cual es importante realizar el diseño de las edificaciones siguiendo las recomendaciones de la normativa nacional como en la internacional. En las siguientes líneas se presentan dos casos, de manera general, ejemplificando las consecuencias de un sismo de grandes proporciones. Primero, en el caso chileno, año 2010, se vio afectado por un terremoto de magnitud 8,8 M_w , con epicentro en el mar, causando grandes pérdidas materiales y humanas. Esta tragedia sirvió para la concientización en el diseño de concreto armado ayudando a mejorar sus criterios y formas de edificar. Caso contrario, en el Perú, de los sismos de Yungay en el año 1970 y Pisco, 2007, a pesar de las grandes y desastrosas consecuencias se puede decir que la población no tiene concientización sobre la construcción. Esto debido a que en la mayor parte del país las construcciones se desarrollan de manera informal, sin ninguna supervisión profesional ni ejecución por parte de personal calificado y especializado. En consecuencia, con este documento se busca promover el diseño estructural adecuado, enfocado para viviendas multifamiliares, que permita tener un panorama de la aplicación de la normativa peruana en la construcción de manera efectiva teniendo en cuenta que el Perú es un país altamente sísmico. Sin más que añadir, se presenta el siguiente trabajo de tesis, basado en el diseño de una edificación multifamiliar en el distrito de Miraflores, provincia de Lima. Cumpliendo con la normativa imperativa para su desarrollo, modelándolo usando el programa SAP2000 verificando su comportamiento.

1.1 Justificación

El Perú está siendo afectado por un silencio sísmico según el IGP se define como un período de tiempo donde no ha ocurrido ningún evento sísmico de grandes proporciones pero que en las regiones cercanas podrían haber ocurrido (IGP,2018). Debido a que las estructuras se diseñan para cierto tiempo de vida útil, en viviendas multifamiliares, cincuenta años normalmente. Es importante realizar una tesis de diseño en concreto armado, en la cual se pueda explicar y detallar el análisis y diseño de una estructura. Además, de cumplir con las normas que rigen el diseño estructural estipuladas en el Reglamento Nacional de Edificaciones, teniendo como fin el desarrollo de un proyecto óptimo en su desempeño sísmico.

1.2 Objetivos

El proyecto de tesis tiene como objetivo principal desarrollar el diseño estructural de una edificación multifamiliar, compuesta por un bloque de siete pisos y tres sótanos, ubicada en el distrito de Miraflores, Lima.

Conjuntamente, se plantean diferentes objetivos específicos, los cuales brindan confiabilidad para su desarrollo. Estos son los siguientes:

- Revisar la normativa y bibliografía con el fin de obtener criterios de estructuración, además, recopilar datos necesarios para el diseño estructural.
- Realizar la estructuración del proyecto acompañado del predimensionamiento de los elementos estructurales.
- Modelar la estructura usando el software SAP2000 para obtener los resultados del comportamiento de la estructura frente a las cargas definidas.
- Diseñar los elementos estructurales en base a los resultados obtenidos mediante el análisis del modelo.

1.3 Alcances

El proyecto en el cual se centra la tesis viene a ser una edificación de vivienda multifamiliar, ubicado en el distrito de Miraflores. En base a los lineamientos correspondientes a dicho distrito, esta edificación está tipificada como residencial de densidad media tipo III influyente en un sector urbano social de tipo A.

Como características del proyecto, se cuenta con un área de terreno de 320 m², de los cuales por cuestiones de retiros mínimos se debe tener un área libre, la cual es 115.75 m² aproximadamente un 36.17% del total.

El edificio contiene 7 niveles con 3 sótanos, de los cuales el primer nivel está destinado para el hall de ingreso, la recepción y un departamento simple. Mientras que, en los pisos superiores, la distribución varía dependiendo si hay dúplex y en el último, que se encuentra un tríplex. Por otro lado, los sótanos están destinados a los estacionamientos de la edificación, almacenes para los departamentos y en la última planta el cuarto de bombas para la cisterna.

Para las alturas de entrepiso se considerarán 2.80 m para los niveles superiores y 2.98 m para los sótanos, también, se respetará el mínimo de ancho libre de 6 m en el patio de maniobras.

En la tabla 1.1 se quiere informar sobre el área que tendrá cada departamento en total, en el caso de los dúplex y tríplex incluye la sumatorio de todos los niveles

Tabla 1.1. Tabla de áreas de los tipos de departamento

Tipo de departamento	Área (m ²)
Simple	125.70
Dúplex	90.38
Tríplex	104.06

En lo que respecta al suelo en el cual se desarrolla el proyecto, Miraflores al ser un distrito cercano al océano está dentro de las llamadas terrazas aluviales de la cuenca del río Rímac. Por lo que se infiere que este suelo es compuesto, pero predominando las gravas del conglomerado típico de Lima con una capacidad portante de 4kg/cm².

Por otro lado, en relación al diseño sismorresistente, se plantea la construcción compuesta por pórticos de concreto armado y muros estructurales, con los cuales se busca tener las condiciones ideales para el comportamiento estructural, buscando que no tengan problemas torsionales debido a su ubicación en esquina. Posteriormente, para el diseño estructural se modelará la edificación en el software SAP2000, obteniendo las cargas actuantes por elemento, con las cuales, basándose en el Reglamento Nacional de Edificaciones, se diseñarán.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

El análisis y diseño del proyecto para esta tesis, se ciñe principalmente en el Reglamento Nacional de Edificaciones, específicamente en las normas de edificaciones mencionadas a continuación.

- Norma Técnica E.020 Cargas (MCVS,2006).
- Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (MCVS, 2018a).
- Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones (MCVS,2018b).
- Norma Técnica E.060 Concreto Armado (MCVS,2009).

Además, como bibliografía de apoyo se plantea el uso del ACI 318-14 (ACI Committee 318,2015), norma americana especialmente para el diseño en concreto armado, el libro de apuntes del curso de concreto armado (Ottazzi,2019), así como diferentes bibliografías que servirán para el correcto desarrollo de la tesis en mención.

2.1 Reglamento Nacional de Edificaciones

El Reglamento Nacional de Edificaciones es el principal documento que rige todo tipo de proyecto que se desarrolla dentro de territorio nacional, en este documento se norman los criterios y requisitos mínimos para cualquier obra de infraestructura en su etapa de diseño. El principal ente regulador viene a ser el Ministerio de Construcción, Vivienda y Saneamiento apoyado en instituciones reconocidas como CAPECO, SENCICO y universidades de prestigio buscando estándares compatibilizados con normas extranjeras brindando los conceptos precisos para obtener Habilitaciones Urbanas de calidad.

2.1 Norma Técnica E.020 Cargas

La Norma Técnica E.020 Cargas, como dice su nombre es aquella norma que brinda los conceptos de aplicación para las solicitaciones y cargas que afectan a la estructura. Además, en base al tipo de cargas que puedan suscitarse se obtienen combinaciones entre estas pudiendo analizar el comportamiento de la estructura hallando sus esfuerzos y deformaciones. Esta norma define dos tipos de cargas, las cuales están sujetas a los objetos, uso de la edificación u otros objetos que tengan incidencia en la edificación. La carga muerta se relaciona con el peso de los materiales, tabiques y otros elementos presentes en las estructuras que no tengan variación de su cantidad en el tiempo, es decir, sean valores constantes. Mientras, las cargas vivas, son todo aquello que puedan estar presentes en la estructura por un tiempo determinado o que su actuar sea cambiante.

2.2 Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente

Esta norma tiene injerencia en los criterios, valores tolerables y sobre todo en brindar los factores sísmicos de las edificaciones en base a sus características de suelo, regularidad, materia prima utilizada brindando el óptimo desarrollo sísmico frente a cualquier sismo.

La filosofía de la norma está relacionado al comportamiento estructural frente a las sollicitaciones sísmicas, por ello, divide a las edificaciones en base a su importancia. Dentro de su filosofía se permite llegar a tener daños en ciertas edificaciones, sin embargo, en ningún caso se permite llegar al colapso ya que eso podría generar pérdidas humanas.

Dentro de la norma en mención, los principales valores a obtener para el diseño son los parámetros sísmicos, los cuales sirven para el análisis sísmico estático y dinámico de la estructura.

2.3 Norma Técnica E.050 Suelo y Cimentaciones

La presente norma está relacionado al estudio de mecánica de suelos teniendo como fin principal el diseño de la cimentación, teniendo en cuenta los problemas que pueda existir en el suelo a cimentar.

Esta norma regula el tipo de cimentación más acorde a la edificación, pudiendo ser superficial o profunda, debido a que se encuentra en un suelo de buena resistencia se sustentará el uso de cimentaciones aisladas.

2.5 Norma Técnica E.060 Concreto Armado

Esta norma suscita las exigencias que se debe de tener en consideración cuando se diseñan elementos de concreto armado, teniendo en consideración que el concreto tendrá un comportamiento diferente dependiendo de elemento estructural que se tenga.

Esta norma hace hincapié en los distintos materiales utilizados en la elaboración de concreto armado, teniendo cuidado en la calidad y cantidad de estos al momento de elaborar un concreto de calidad.

Como punto principal de la norma, plantea el diseño por resistencia, siendo este método más confiable y seguro. Además, precisa el uso correcto del concreto estructural, así como detalla el correcto armado del refuerzo de acero corrugado. En base a dichas consideraciones en la tabla 2.1 se muestran los valores asumidos para los materiales a utilizar como son el concreto y el acero corrugado, además, se hace mención de la capacidad portante del suelo asumida en base a la ubicación del proyecto, teniendo en cuenta la tipificación clásica del suelo limeño.

Tabla 2.1. Características de los componentes del proyecto

Concreto Armado	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
	$\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$
Acero de Refuerzo (Grado 60)	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Cimentación	$q \text{ adm} = 40 \text{ ton/m}^2$

Como se menciona en la tabla 2.1, se utilizará concreto de resistencia igual a 280 kg/cm^2 debido a que es una edificación en esquina, y al tener la doble fachada no se pueden colocar elementos estructurales, como columnas o placas, muy robustas y largas, respectivamente. Esto se verá reflejado en las derivas y torsiones de la edificación, que podría comprometer a la albañilería perimetral, generando posibles efectos de corte en las vigas que en el tiempo se exponen por medio de grietas.

Otros beneficios generados al utilizar un concreto de mayor resistencia se resumen en las siguientes líneas:

- A mayor $f'c$ se podrá reducir las secciones de los elementos estructurales, principalmente en columnas, debido a las restricciones en los ambientes por la arquitectura del proyecto.
- El módulo de elasticidad se incrementa, por lo que la resistencia a tracción aumentará y las deflexiones producidas se reducirán. Esto es importante considerarlo por las luces que tienen las vigas en el proyecto, ya que, a grandes rasgos las deflexiones son la principal fuente de desconfianza de los usuarios.
- Al tener mayor resistencia a la compresión, permite que las secciones tengan mayor longitud de empalme, lo que genera que las secciones sean mas compactas y tengan mayor durabilidad en el tiempo.
- El acero mínimo requerido para una sección resulta mayor, con esto se pueden considerar secciones subreforzadas que presentarán una mayor ductilidad en su comportamiento estructural. (Ottazzi,2019)
- En cuestiones de acabados, el concreto de $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$ tiene mejor trabajabilidad, durabilidad frente a condiciones de sales e intemperie y acabado en caso de requerir algún tipo de acabado caravista.

CAPÍTULO 3: ESTUDIO DEL CASO

Dentro de este capítulo se detallará minuciosamente las características principales del proyecto. El proyecto se sitúa en la intersección de la Av. Monseñor Roca y Boloña con la calle Gral. Vargas Machuca, distrito de Miraflores. Como se detalló cuenta con tres sótanos y siete pisos, en la tabla 3.1 se muestran los principales parámetros arquitectónicos en consideración para este proyecto.

Tabla 3.1. Parámetros arquitectónicos del proyecto

Tipo de Proyecto	Edificio de vivienda multifamiliar
Zonificación	Residencial de densidad media
Sector Urbano	Sector A
Área de Terreno	320,00 m ²
Departamentos	6 simples – 3 dúplex – 1 triplex

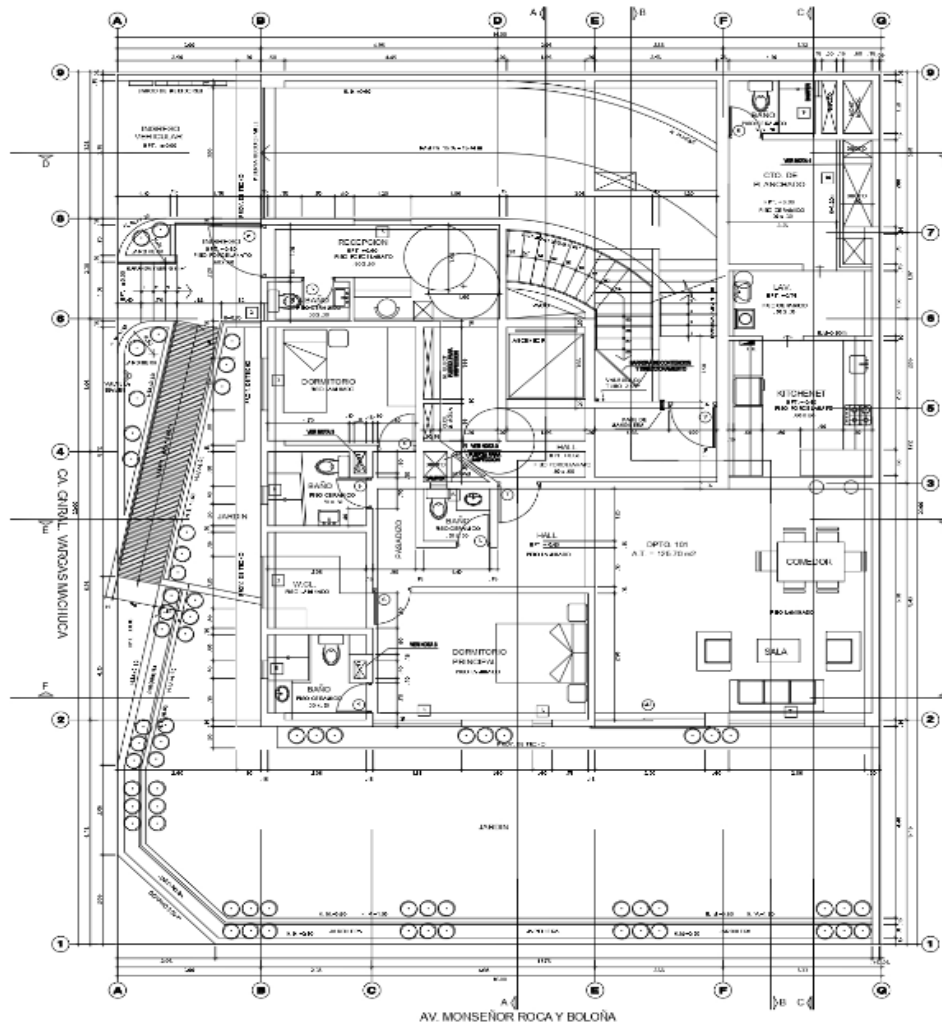


Figura 3.1. Planta arquitectónica del primer nivel

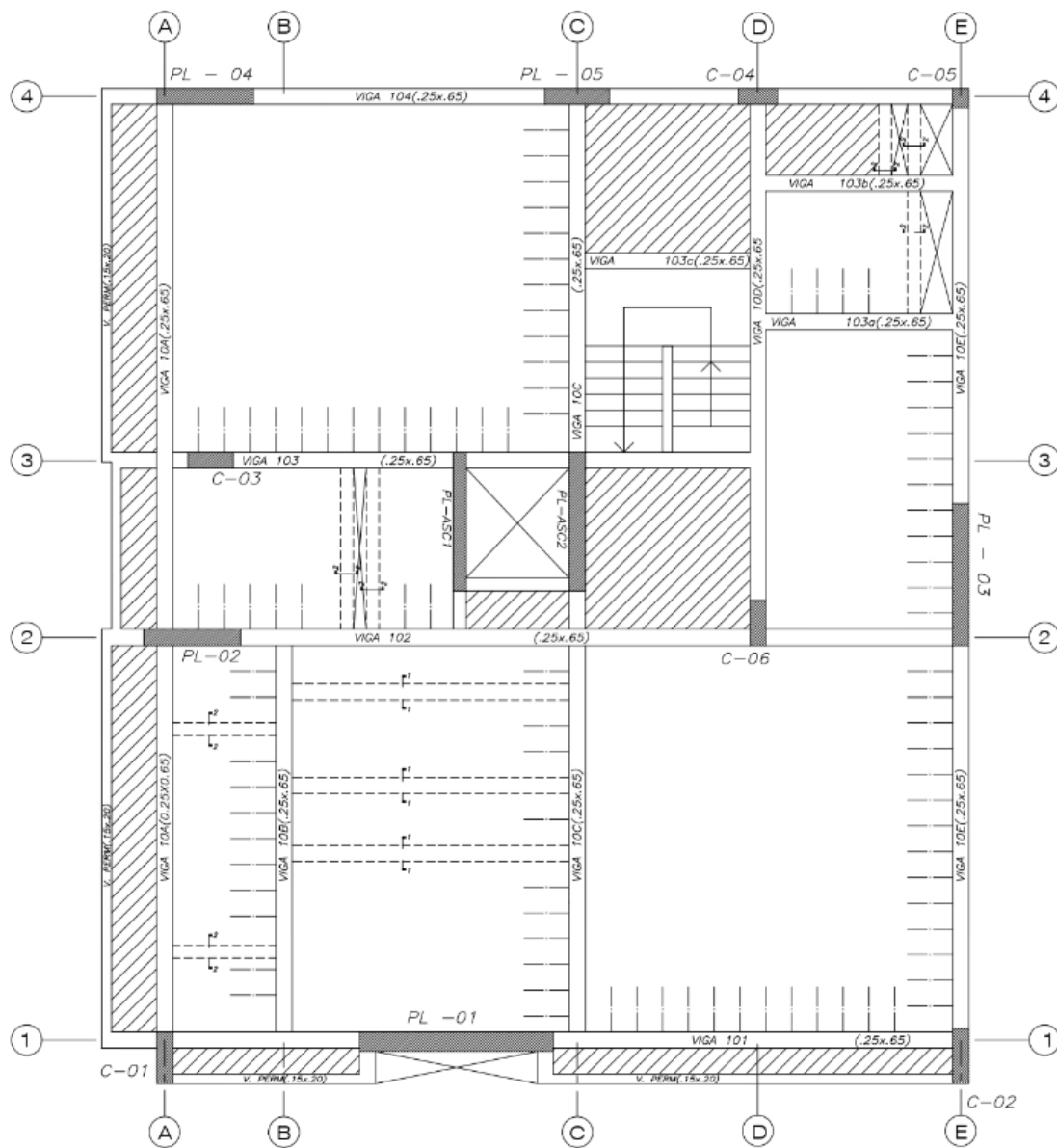


Figura 3.2. Planta estructural del 1º nivel

Como parte del estudio del caso, se hará mención a las consideraciones normativas para el diseño por resistencia. Dicho método exige que las cargas nominales, afectadas por un factor ϕ sean mayores o iguales a las cargas últimas, provenientes del análisis de cargas del elemento, esto se puede resumir a la siguiente fórmula: $\phi M_n \geq M_u$.

Tabla 3.2. Factor de reducción ϕ , diseño por resistencia (MCVS,2009)

Solicitación	Factor de reducción ϕ
Flexión	0.90
Tracción y Tracción-Flexión	0.90
Cortante	0.85
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y Flexo-compresión: Elementos con estribos	0.70

CAPÍTULO 4: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

4.1 Estructuración

El proceso de estructuración tiene como objetivo brindar rigidez y resistencia a la estructura, la cual permita resistir cualquier tipo de sollicitación actuante. Esto con la finalidad que frente a cualquier sismo tenga un comportamiento adecuado sin llegar al colapso. A continuación, se presentan los principales criterios de estructuración, explicados en el libro Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado (Blanco,1994), que son los que predominan para la estructuración y el predimensionamiento.

4.1.1 Criterios de estructuración

a) Simplicidad y simetría

El criterio de simplicidad y simetría se refiere a la forma en la cual se distribuye los elementos estructurales. Las estructuras deben de ser lo más simples y simétricas posibles a fin de evitar irregularidades de torsión.

b) Resistencia y ductilidad

La resistencia sísmica se mide en dos ejes ortogonales, en los cuales se forme el sistema estructural adecuado garantizando la formación de rótulas plásticas en los elementos que no contribuyen a la estabilidad de la estructura. Por otra parte, la ductilidad, está relacionado a la capacidad de deformación que tiene la estructura frente a la acción sísmica cumpliendo con los valores mínimos permitidos.

c) Hiperestaticidad y monolitismo

La hiperestaticidad permite tener una mayor capacidad resistente, disipando de mejor forma la energía sísmica, aportando un mayor grado de seguridad. En caso no se cumpla con el requisito de hiperestaticidad, la estructura puede tener un efecto adverso implicando la falla de uno de los elementos o conexión de la estructura. El monolitismo hace referencia al vaciado de forma continua de las estructuras formando nudos rígidos y continuos en los elementos.

d) Uniformidad y continuidad de la estructura

La uniformidad y continuidad de los elementos se busca tener tanto en planta como en elevación teniendo elementos con rigidez constante de manera que se evite tener concentraciones de esfuerzos, además, la discontinuidad puede generar problemas de piso blando.

e) Rigidez lateral

La rigidez lateral es aquella que permite sobreponerse a los embates del sismo, por lo tanto, es ideal que esta rigidez se mantenga en todos los niveles, con la finalidad de lograr una buena estructura.

f) Diafragma rígido

Es la idealización del punto de aplicación de las cargas por nivel, considerando que todos los puntos a una misma altura tendrán el mismo desplazamiento. Esto se ve afectado en caso la planta no tenga una forma simétrica, por ejemplo, formas en “H”, “I”, “L” o por motivos de ductos excesiva cantidad de orificios en el diafragma.

g) Elementos no estructurales

Estos elementos no cumplen con funciones estructurales, sin embargo, ayudan al amortiguamiento dinámico, cuando ocurren sismos violentos estos disipan la energía sísmica aliviando la carga a los elementos estructurales. Estos no forman parte del análisis, pero a veces toman esfuerzos no previsto y podrían distorsionar la distribución de esfuerzos de los elementos estructurales.

4.2 Predimensionamiento de losas

4.2.1 Losas aligeradas

El predimensionamiento de las losas aligeradas está basado en la longitud de luz libre entre apoyos, este criterio se muestra en la tabla 4.1 para el caso de aligerados armados en una dirección, mientras que, para el armado en dos direcciones se muestra en la tabla 4.2. Luego, en base al libro de Antonio blanco (1994), se recomienda que la sobrecarga actuante no supere los 500 kg/cm², ya que para valores mayores podría ser insuficiente dicho criterio.

Tabla 4.1. Criterio de predimensionamiento de losas aligeradas en una dirección (Blanco, 1994)

LONGITUD DE LA LUZ (m)	h (m)
$L < 4$	0.17
$4 < L < 5.5$	0.20
$5 < L < 6.5$	0.25
$6 < L < 7.5$	0.30

Tabla 4.2. Criterio de predimensionamiento de losas aligeradas en dos direcciones (Blanco, 1994)

LONGITUD DE LA LUZ (m)	h (m)
$6.5 < L < 7.5$	0.25
$7 < L < 8.5$	0.30

En base a los lineamientos planteados anteriormente, se especifica que para las luces de 4.35 m y 4.30 m para una dirección en el sótano y piso típico, respectivamente, un peralte de 0.20 m es adecuado. Luego, para la losa en dos direcciones, en el ambiente de sala, se tiene una longitud de 6 m, por homogeneidad y facilidad en el proceso constructivo, se considera el mismo peralte de 0.20 m.

4.2.2 Losas macizas

Su uso es de preferencia en las rampas vehiculares, escaleras, jardinería, cisterna y ascensores o en el caso de gran congestión de tuberías de instalaciones. En la tabla 4.3 se exponen los criterios de luz libre entre apoyos obtenidas del libro de Blanco (1994).

Tabla 4.3. Criterio de predimensionamiento de losas macizas (Blanco,1994)

LONGITUD DE LA LUZ (m)	h (m)
$L < 4$	0.12-0.13
$4 < L < 5.5$	0.15
$5 < L < 6.5$	0.20
$6 < L < 7.5$	0.25

Finalmente, en la zona de jardinería debido al constante riego, y las posibles filtraciones que podrían dañar el acero de la losa, también se sugiere su uso. Para este caso, se tiene como luz crítica 6.15 m en la cisterna, 4.35 m para el espacio de jardinería y 4.53 m para la rampa vehicular, por lo tanto, homogenizando el peralte se escoge 0.20 m.

4.3 Predimensionamiento de vigas

Las vigas peraltadas son aquellas que tienen mayor inercia que las vigas chatas debido a que estar forman parte de los pórticos sísmicos. Siguiendo las recomendaciones de Blanco (1994), el peralte de estas se diseña usando la décima o doceava parte de la luz libre entre vigas, mientras que para el ancho de la viga varía entre el 30 y 50% del peralte, teniendo en cuenta que el valor mínimo permitido es 25 cm.

El peralte máximo de las vigas está sujeto a la altura libre mínima permitida, 2.10 m de piso a techo, luego estas medidas deben de ser verificadas con el análisis sísmico. Finalmente, Blanco (1994), hace hincapié en algunas recomendaciones de dimensiones según la luz libre, las cuales se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4.4. Secciones comunes para vigas peraltadas (Blanco,1994)

LUZ LIBRE (m)	SECCIONES COMUNES (cm x cm)
$L \leq a 5.5$ m	25x50 30x50
$L \leq a 6.5$ m	25x60 30x60 40x60
$L \leq a 7.5$ m	25x70 30x70 40x70 50x70
$L \leq a 8.5$ m	30x75 40x75 30x80 40x80

$$h_{viga_x} = \frac{luz\ libre\ (m)}{10} = \frac{6.20}{10} = 0.62\ m, \quad h_{viga_x} = \frac{luz\ libre\ (m)}{12} = \frac{6.20}{12} = 0.517\ m$$

$$h_{viga_y} = \frac{luz\ libre\ (m)}{10} = \frac{7.70}{10} = 0.770\ m, \quad h_{viga_y} = \frac{luz\ libre\ (m)}{12} = \frac{7.70}{12} = 0.642\ m$$

Por lo tanto, para homogenizar los elementos horizontales, se asume que las vigas tendrán la sección de 0.25 x 0.65 m.

4.4 Predimensionamiento de columnas

El predimensionamiento de las columnas está relacionado a la carga axial que soporta está en base a su área tributaria y la cantidad de niveles que esta carga. Al igual que los elementos anteriores se utilizan las recomendaciones de Blanco (1994), teniendo como principal fórmula la siguiente, donde se considera como peso por nivel de 1 ton/m².

$$A_{columna} = \frac{P\ en\ servicio}{0.45 * f'c}$$

En la tabla 4.5, se muestran los resultados obtenidos a partir de tener el área tributaria en base a las secciones colocadas tentativamente compatibilizadas con la arquitectura del proyecto.

Tabla 4.5. Predimensionamiento de columnas

Columna	At (m ²)	#pisos	Pserv. (ton)	Areq (cm ²)	b(cm)	h(cm)	Aco (cm ²)
C-01	9.03	10	90	955	25	80	2000
C-02	12.60	7	88	935	25	85	2125
C-03	15.29	10	153	1620	25	70	1750
C-04	10.47	7	73	775	25	60	1500
C-05	3.59	7	25	265	25	30	750
C-06	20.49	10	205	2170	25	70	1750

4.5 Predimensionamiento de muros estructurales

Los muros estructurales o placas son aquellos elementos destinados a soportar las cargas por cortante generadas por el sismo, por lo que diseñarlo de forma sistemática en base a criterios o fórmulas resulta engorroso. Dicho dimensionamiento se dará con el control de derivas de la edificación. Se inicia con un espesor de 0.25 m, respetando el ancho de las vigas, sin embargo, para la PL-01, se sugiere un ancho igual a 0.30 m para el control de torsión y deriva. En la tabla 4.6 se muestran las secciones asumidas a un principio del proyecto, las cuales tendrán dichas medidas en metros.

Tabla 4.6. Secciones de placas definidas para el proyecto

SECCIONES DEFINIDAS (mxm)			
PL-01	0.30x3.00	PL-03	0.25x2.20
PL-02	0.25x1.50	PL-04	0.25x1.50
PL-05	0.25x1.00	ASCENSOR	0.25x2.15
			0.20x2.15

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural viene a ser el estudio del comportamiento de la estructura frente a las solicitaciones por gravedad y sismo. A continuación, se detallará las condiciones del metrado y el análisis sísmico de la edificación.

5.1 Metrado de cargas

El metrado de cargas se realiza en base a los pesos específicos de los materiales y las dimensiones convencionales de los elementos, en la tabla 5.1 se detallan los pesos específicos para cada tipo de carga, a su vez, se plantean las combinaciones utilizadas en el diseño por resistencia teniendo en consideración las combinaciones de carga correspondientes a la Norma Técnica E.020 Cargas.

$$\text{Cargas en servicio (CS)} = \text{CM} + \text{CV}$$

$$\text{Cargas últimas (CU)} = 1.7\text{CM} + 1.4\text{CV}$$

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

$$\text{CU} = 0.9\text{CM} \pm \text{CS}$$

Tabla 5.1. Cargas actuantes sobre la edificación (MCVS,2006)

CARGAS MUERTAS	
Concreto Armado	2.40 ton/m ³
Losa aligerada (h=0.20m)	0.30 ton/m ²
Piso terminado	0.10 ton/m ²
Albañilería	1.80 ton/m ²
CARGAS VIVAS	
Sobrecarga para vivienda	0.20 ton/m ²
Sobrecarga para azotea	0.10 ton/m ²
Sobrecarga para estacionamientos	0.25 ton/m ²
Jardinería	0.10 ton/m ²

5.2 Modelamiento y análisis sísmico

El modelamiento se realiza mediante el programa SAP2000, con el cual se realiza el análisis modal y dinámico de la estructura, es decir, mediante el modelo obtener las características principales del comportamiento de la edificación frente a las solicitaciones sísmicas. Para el modelado, se tiene en consideración que, dentro de la idealización natural en la ingeniería, las placas se modelan como elementos frame acompañados de brazos rígidos ($E \rightarrow \infty$), con lo cual se tendrá un comportamiento más cercano a la realidad. Mientras que las vigas y columnas se modelan como elementos frame, por otro lado, para las losas y muros de sótanos elementos

área, los cuales son discretizados para un mejor análisis. A continuación, se muestran la figura 5.1 y 5.2 que representan la planta y elevación en 3D del modelo y la planta estructural del edificio, respectivamente.

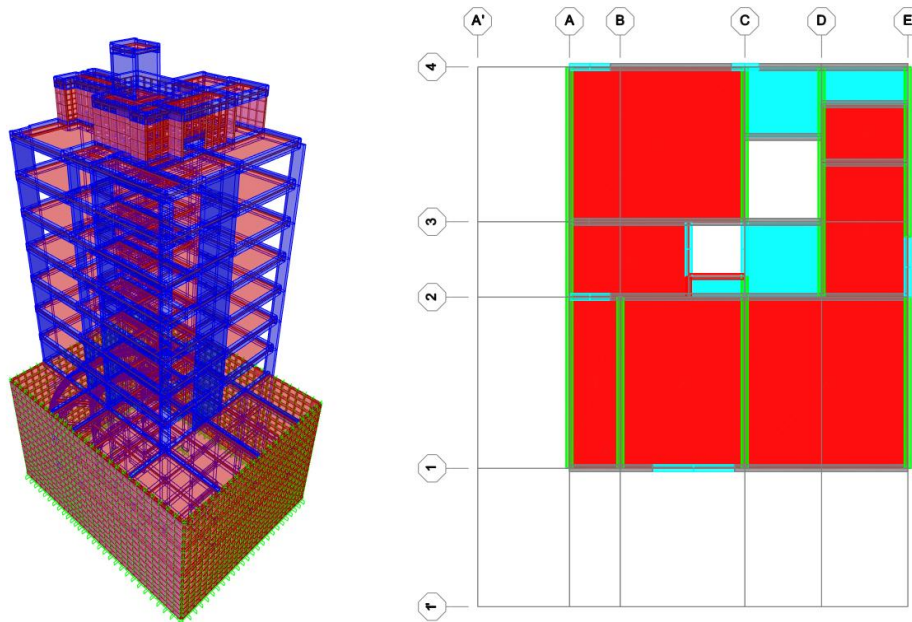


Figura 5.1. Modelo computacional del edificio en SAP2000

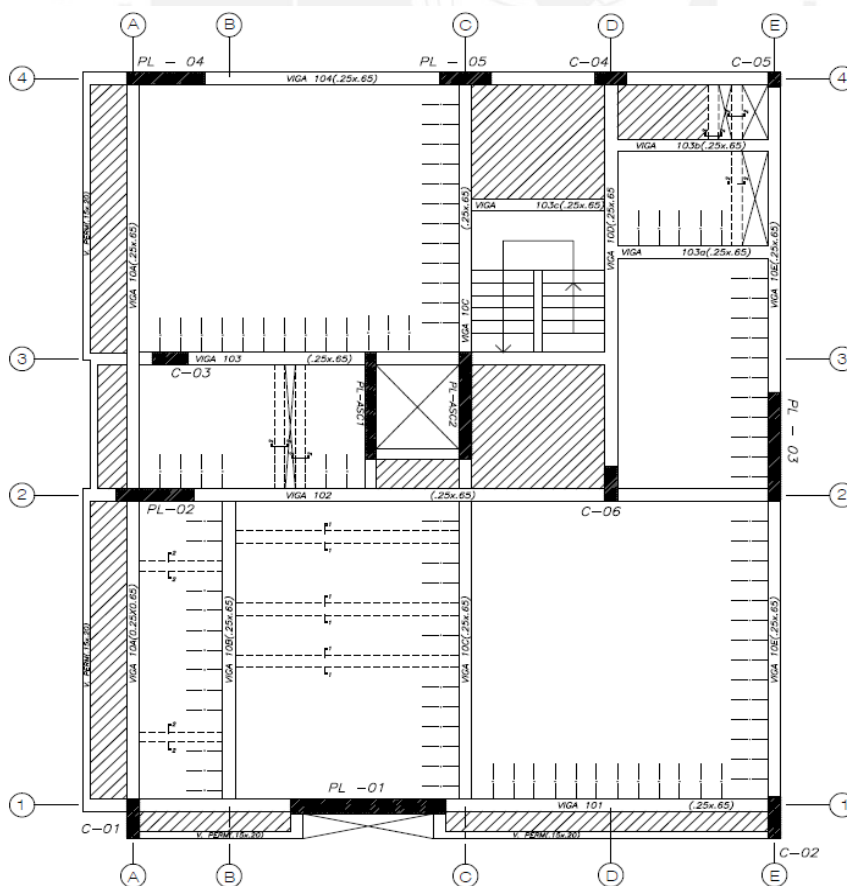


Figura 5.2. Planta estructural de la edificación

5.3 Análisis por cargas sísmicas

Para realizar el análisis sísmico de la estructura, es primordial obtener los valores de los parámetros sísmicos, los cuales sirven para elaborar el tipo de espectro, en base a la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, y encontrar los periodos de vibración. Por su parte, a partir de los parámetros sísmicos y su análisis computacional podemos obtener la cortante basal, el porcentaje de masa participativa en cada eje coordenado y el análisis de las principales derivas como son la torsión y la deriva.

5.3.1 Parámetros sísmicos

a) Zonificación sísmica del Perú (Z):

Utilizando la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, se obtienen los factores principales para realizar el análisis sísmico, en el caso de la zonificación, se muestra la figura 5.3, en la que se aprecia el mapa del Perú subdividido en zonas, en base a las cuales se obtiene el valor de zonificación, Z.

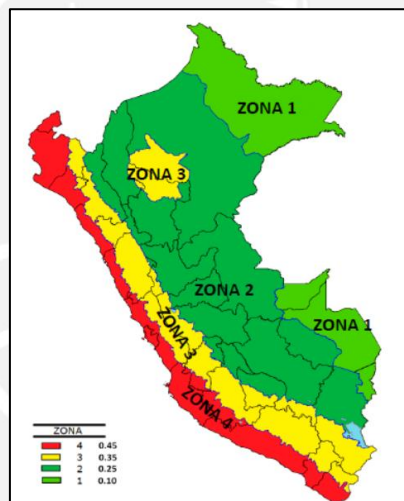


Figura 5.3. Mapa de zonificación del Perú, para obtener el factor Z (MCVS, 2018a)

b) Parámetros respecto al tipo de suelo y sitio (S):

Como ya se mencionó que el suelo es adecuado y bueno teniendo una capacidad de 4 kg/cm^2 corresponde un tipo de suelo S_1 . El valor de S se obtiene de la figura 5.4 que representa la Tabla N° 3 de la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente.

SUELO ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z_3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z_2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z_1	0,80	1,00	1,60	2,00

Figura 5.4. Factor Suelo (MCVS, 2018a)

De forma complementaria, con el tipo de suelo obtenido a partir de las características del suelo se obtienen los periodos que definen el comportamiento del factor C, detallado a continuación. Dichos periodos son los siguientes:

- $T_P = 0.4 \text{ s}$
- $T_L = 2.5 \text{ s}$

c) Factor de amplificación Sísmica (C):

Con el factor de suelo se obtienen los valores de los periodos T_P y T_L , dentro de los cuales la norma plantea los siguientes rangos.

$$\begin{array}{ll}
 T < T_P \rightarrow C = 2.5 & \text{Se obtiene los siguientes periodos:} \\
 T_P < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T}\right) & T_x = 0.669 \text{ seg y } T_y = 0.832 \text{ seg} \\
 T > T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right) & \text{Con } T_P = 0.4 \text{ s y } T_L = 2.5 \text{ s ; Se obtiene} \\
 & C_x = 1.50 \text{ y } C_y = 1.20
 \end{array}$$

d) Factor de categoría de las edificaciones y el factor de uso (U):

El proyecto contempla una edificación de vivienda multifamiliar, la cual se encuentra en la clasificación de comunes, teniendo un factor de uso $U=1$.

e) Factor de reducción para edificaciones (R):

En base a la figura 5.5 y las condiciones sísmicas asumidas para el proyecto se debe de escoger el sistema estructural de muros estructurales, que se compone por pórticos sísmicos de la combinación de columnas y placa, escogiendo, el R_o igual a 6.

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_o (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Figura 5.5. Coeficientes de reducción de acuerdo con el sistema estructural. (MCVS, 2018a)

Luego del análisis de factores, en la tabla 5.2, se hace un resumen de todos los factores sísmicos a utilizar para el análisis sísmico.

Tabla 5.2. Factores sísmicos del proyecto

FACTOR SÍSMICO	VALOR
Z	0.45
U	1
Cx	1.50
Cy	1.20
S	1
R _o	6

Con los factores sísmicos se obtiene el valor del coeficiente dinámico de la estructura

$$S_{ax} = \frac{Z \cdot U \cdot C_x \cdot S}{R} \times g = \frac{0.45 \times 1 \times 1.50 \times 1}{6} g = 0.113g$$

$$S_{ay} = \frac{Z \cdot U \cdot C_y \cdot S}{R} \times g = \frac{0.45 \times 1 \times 1.20 \times 1}{6} g = 0.090g$$

5.3.2 Análisis sísmico de la edificación

Para el análisis de la edificación se plantean dos tipos de análisis en base al tipo de deslizamiento posible de la misma. El primero, análisis modal considerando tres grados de libertad por nivel, teniendo en total 21 grados de libertad; el segundo, análisis traslacional por cada eje coordenado en el cual se evalúan las fuerzas por nivel. Sin embargo, primero se debe de analizar las irregularidades en la edificación, ya que en caso existiera, se deberá de usar un factor de reducción al coeficiente R_o.

➤ PESO SÍSMICO

El peso sísmico se concibe como la masa sísmica dentro del proyecto, la cual en base a la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, indica que se debe de utilizar la totalidad de la carga muerta, sin embargo, para la carga viva, en el caso de edificaciones se utiliza el 25% del total. En la tabla 5.3 se resume el peso por m² de cada nivel, teniendo en cuenta el área techada. Asimismo, de la misma tabla, se puede inferir que no existe irregularidad de masa, debido a que el peso de los pisos es parecido, siendo el peso del nivel 7 1.05 veces el peso del nivel 6, de todas formas, no es causa de irregularidad.

Tabla 5.3. Peso sísmico por nivel de la edificación

NIVEL	Área techada (m ²)	Peso obtenido (ton-s ² /m)	Peso por nivel (ton)	Peso por área (ton/m ²)
1	193.43	19.81	194	1.00
2	190.50	20.21	198	1.04
3	193.43	19.80	194	1.00
4	190.50	20.21	198	1.04
5	193.43	19.80	194	1.00
6	190.50	20.22	198	1.04
7	188.19	21.45	210	1.12

➤ ANÁLISIS DE IRREGULARIDAD – DERIVA

Para la verificación por derivas se debe tener en consideración que la norma aplica un valor mínimo tolerable de 0.007 (7‰). Es preciso añadir, que en el programa ya se realizó la amplificación a los desplazamientos elásticos por un factor de 0.75R con lo cual se obtienen los desplazamientos inelásticos y con ellos se procede a mostrar en las tablas 5.4 y 5.5 las derivas para los ejes X e Y. Dicho análisis se calcula en base a la regularidad y simetría de la planta, de las cuales se analizan el punto 1 y 2 de la figura 5.6.

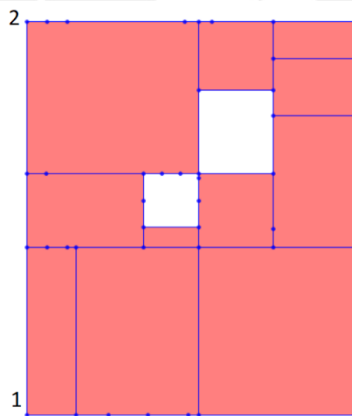


Figura 5.6. Puntos de análisis de irregularidades

Tabla 5.4. Análisis de derivas la dirección X

NIVEL	DESPLAZAMIENTO ABS.		DERIVA		DERIVA (‰)	
	PUNTO 1	PUNTO 2	PUNTO 1	PUNTO 2	PUNTO 1	PUNTO 2
PISO 7	0.081	0.059	0.002	0.003	2.29	2.68
PISO 6	0.075	0.051	0.003	0.003	3.36	3.04
PISO 5	0.066	0.043	0.004	0.003	4.25	3.36
PISO 4	0.054	0.034	0.005	0.004	5.07	3.50
PISO 3	0.040	0.024	0.005	0.003	5.46	3.46
PISO 2	0.024	0.014	0.005	0.003	5.25	3.00
PISO 1	0.010	0.006	0.003	0.002	3.39	2.00

Tabla 5.5. Análisis de derivas la dirección Y

NIVEL	DESPLAZAMIENTO ABS.		DERIVA		DERIVA (‰)	
	PUNTO 1	PUNTO 2	PUNTO 1	PUNTO 2	PUNTO 1	PUNTO 2
PISO 7	0.103	0.066	0.003	0.002	2.86	1.61
PISO 6	0.095	0.061	0.005	0.003	4.50	2.89
PISO 5	0.082	0.053	0.006	0.004	5.82	3.82
PISO 4	0.066	0.043	0.007	0.004	6.61	4.43
PISO 3	0.047	0.030	0.007	0.005	6.86	4.50
PISO 2	0.028	0.018	0.006	0.004	6.14	3.93
PISO 1	0.011	0.007	0.004	0.002	3.93	2.32

De las tablas anteriores, 5.4 y 5.5, se observa que el valor de la deriva es menor al permitido (7‰), por lo tanto, no existe irregularidad por deriva.

➤ ANÁLISIS DE IRREGULARIDAD – TORSIÓN

La torsión es el principal problema para edificaciones en esquina, como el caso de este proyecto, por lo tanto, se busca tener una estructuración la cual permita tener control sobre dicho problema. En edificaciones de vivienda está permitido llegar al valor mínimo permitido por la norma, equivalente a 1.30, sin embargo, no es recomendable. Dichos valores se obtienen con los valores de deriva de las tablas anteriores, en la que la torsión resulta de dividir el mayor valor de deriva entre los puntos 1 y 2 con el promedio de ambos valores.

Tabla 5.6. Análisis de torsión en el eje X e Y

	Torsión X	Torsión Y
PISO 7	0.92	1.28
PISO 6	1.05	1.22
PISO 5	1.12	1.21
PISO 4	1.18	1.20
PISO 3	1.22	1.21
PISO 2	1.27	1.22
PISO 1	1.26	1.26

Como se puede observar en la tabla 5.6, ningún valor supera el máximo permitido de 1.30, por lo tanto, cumple con la normativa. En conclusión, los factores de irregularidad en altura y planta son iguales a 1, por lo tanto, se obtiene el siguiente factor $R = R_o \times I_a \times I_p = 6 \times 1 \times 1 = 6$, para ambas direcciones.

➤ ANÁLISIS MODAL

En el análisis modal se busca que el porcentaje de masa participativa total para los ejes principales sea mayor o igual al 90%. En la tabla 5.7 se muestra los modos vibratorios para los ejes principales ortogonales, en ellos se observa el porcentaje por modo y el porcentaje

acumulado, llegando a tener 93% para ambos ejes, siendo coherente con la norma. Asimismo, la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, permite considerar los primeros modos de tal manera que sean representativos para el análisis y cumpla con la condición anteriormente mencionada, por lo tanto, se considerarán los primeros 7 modos como principales.

Tabla 5.7. Análisis modal en las direcciones ortogonales

Modo	T (s)	% Traslacional en X	%Acum. Traslacional en X	% Traslacional en Y	%Acum. Traslacional en Y	% Rotacional en Z	%Acum. Rotacional en Z
1	0.832	0.0%	0.0%	69.9%	69.9%	0.6%	0.6%
2	0.669	70.9%	70.9%	0.0%	69.9%	9.4%	10.1%
3	0.518	2.0%	72.9%	3.2%	73.1%	62.9%	73.0%
4	0.219	0.6%	73.5%	8.8%	81.8%	0.7%	73.6%
5	0.193	8.9%	82.4%	1.5%	83.3%	1.4%	75.0%
6	0.140	1.4%	83.9%	0.5%	83.8%	8.9%	83.9%
7	0.111	0.1%	83.9%	0.1%	83.9%	0.0%	83.9%

De la tabla 5.7, se puede inferir que el movimiento predominante en el primer modo es en la dirección Y de forma traslacional de igual manera, el segundo modo, en la dirección X mientras que en el tercer modo el movimiento predominante es la rotación alrededor del eje Z.

➤ TRASLACIÓN PURA

Este análisis resulta de obtener fuerzas equivalentes por nivel, las cuales son aplicadas en los centros de masas, por ello la importancia de considerar los diafragmas rígidos, para luego obtener el periodo correspondiente a cada eje y hacer una comparación con el caso modal.

Masa de la edificación: 141.5 ton-s²/m

Peso de la edificación: 1388 ton

$$V_x = \frac{Z \cdot U \cdot C_x \cdot S}{R} \times P = \frac{0.45 \times 1 \times 1.50 \times 1}{6} \times 1388 = 156 \text{ ton}$$

$$\frac{C}{R} = \frac{1.50}{6} = 0.25 \geq 0.11 ; \text{Cumple con lo establecido por la E. 030}$$

$$V_y = \frac{Z \cdot U \cdot C_y \cdot S}{R} \times P = \frac{0.45 \times 1 \times 1.20 \times 1}{6} \times 1388 = 125 \text{ ton}$$

$$\frac{C}{R} = \frac{1.20}{6} = 0.20 \geq 0.11 ; \text{Cumple con lo establecido por la E. 030}$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum P_i(h_i)^k} ; \text{ con } T \leq 0.5 \text{ seg.} \rightarrow k = 1$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum P_i(h_i)^k} ; \text{ con } T > 0.5 \text{ seg.} \rightarrow k = (0.75 + 0.5T) \leq 2$$

En las tablas 5.8 y 5.9, se muestran las fuerzas obtenidas por nivel para cada dirección, en las que se considera las alturas medidas del nivel 0.00, el peso por nivel y la aplicación del factor α .

Tabla 5.8. Fuerzas por nivel para la dirección X

Nivel	hi (m)	Pi (ton)	P _i (h _i) ^k	α_i	Fi (ton)
Piso 1	2.8	194	594	0.0305	4.74
Piso 2	5.6	198	1284	0.0659	10.26
Piso 3	8.4	194	1952	0.1002	15.60
Piso 4	11.2	198	2723	0.1398	21.76
Piso 5	14	194	3397	0.1744	27.15
Piso 6	16.8	198	4228	0.2170	33.78
Piso 7	19.6	210	5302	0.2722	42.37
			19481		156

Tabla 5.9. Fuerzas por nivel para la dirección Y

Nivel	hi (m)	Pi (ton)	P _i (h _i) ^k	α_i	Fi (ton)
Piso 1	2.8	194	646	0.0268	3.36
Piso 2	5.6	198	1478	0.0614	7.69
Piso 3	8.4	194	2323	0.0965	12.08
Piso 4	11.2	198	3317	0.1379	17.25
Piso 5	14	194	4214	0.1751	21.91
Piso 6	16.8	198	5323	0.2212	27.68
Piso 7	19.6	210	6760	0.2810	35.16
			24060		125

En base a las tablas 5.8 y 5.9 se procede a calcular, mediante la fórmula de Rayleigh, el periodo fundamental predominante por cada eje el cual considera el cociente entre el peso por desplazamiento elástico y el valor de la fuerza por nivel por el desplazamiento elástico. Dichos cálculos se presentan en las tablas 5.10 y 5.11, además, se calcula el periodo predominante.

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum P_i \cdot d_i^2}{g \cdot (\sum f_i \cdot d_i)}}; \quad P_i: \text{peso en el nivel } i$$

$f_i: \text{fuerza lateral en el nivel } i$

Tabla 5.10. Método de Rayleigh para la dirección X

Nivel	P _i (ton)	d _i (m)	F _i (ton)	P _i x d _i ²	F _i x d _i
Piso 1	194	0.0021	4.74	0.001	0.010
Piso 2	198	0.0054	10.26	0.006	0.055
Piso 3	194	0.0088	15.60	0.015	0.137
Piso 4	198	0.0119	21.76	0.028	0.260
Piso 5	194	0.0146	27.15	0.041	0.396
Piso 6	198	0.0167	33.78	0.055	0.563
Piso 7	210	0.0181	42.37	0.069	0.766
				0.215	2.187

Con la tabla 5.10, se obtiene un valor de periodo igual a 0.629 seg.

Tabla 5.11. Método de Rayleigh para la dirección Y

Nivel	P _i (ton)	d _i (m)	F _i (ton)	P _i x d _i ²	F _i x d _i
Piso 1	194	0.0024	3.36	0.001	0.008
Piso 2	198	0.0063	7.69	0.008	0.048
Piso 3	194	0.0105	12.08	0.022	0.127
Piso 4	198	0.0146	17.25	0.043	0.253
Piso 5	194	0.0183	21.91	0.065	0.400
Piso 6	198	0.0211	27.68	0.088	0.583
Piso 7	210	0.0228	35.16	0.110	0.803
				0.336	2.223

Con la tabla 5.11, se obtiene un valor de periodo igual a 0.780 seg. Una vez obtenidos dichos periodos se observa una variación del 6% en ambos sentidos, con lo cual se infiere que el análisis realizado es correcto a pesar de tener diferencias en la rigidez de los elementos estructurales. Luego, la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, menciona que para estructuras regulares se debe de cumplir que la cortante dinámica debe de ser mayor o igual al 80% de la cortante estática, caso contrario se deberá de usar un factor de amplificación que permita llegar a dicha relación. Esto se plasma en la tabla 5.12.

Tabla 5.12. Verificación de la cortante sísmica

	Eje X	Eje Y
V estático (ton)	156	125
80% V estático (ton)	125	100
V dinámico (ton)	137	110
Factor de escalamiento	1.00	1.00

➤ VERIFICACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

En esta sección se verificará el sistema estructural utilizado, para dicho análisis se debe tener en cuenta el porcentaje de cortante que toman las columnas y placas. La Norma Técnica E.060 Concreto Armado, especifica en su capítulo 21, que aquella edificación con el sistema estructural de muros (R_o=6), dichos muros deben de tomar al menos el 80% de la cortante en la base. En las tablas 5.13 y 5.14 se muestran los resultados del análisis del sistema estructural para las direcciones de análisis X e Y.

Tabla 5.13. Verificación del sistema estructural – dirección X

Elemento	V (ton)	%
Placas	120	87%
Columnas	17	13%
TOTAL	137	100%

Tabla 5.14. Verificación del sistema estructural – dirección Y

Elemento	V (ton)	%
Placas	94	85%
Columnas	16	15%
TOTAL	110	100%

➤ SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS – JUNTA SÍSMICA (s)

La Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, plantea que la separación entre edificios colindantes está ligada al máximo desplazamiento. La información acerca de los edificios vecinos data de dos edificios de vivienda unifamiliar de 2 y 3 pisos. A continuación, se muestra el cálculo y el análisis en la tabla 5.15.

La primera condición es la siguiente: $s_1 \geq 2/3 D_{\text{máx}}$; ni menor a $s_2 = 0.006h \geq 0.03$ m

Tabla 5.15. Análisis de junta sísmica

	Eje X	Eje Y
D _{máximo} (cm) =	8.10	10.30
s ₁ (cm) =	5.40	6.87
s ₂ (cm) =	11.8	11.8
Junta (cm) =	6.00	6.00

Como se considera la junta como uno solo, dicho valor puede dividirse en 2 para obtener la junta final de la edificación, por lo tanto, al tener 12 cm como junta necesaria se escoge 6 cm en ambos ejes colindantes a los edificios vecinos.

CAPÍTULO 6: DISEÑO ESTRUCTURAL

6.1 Diseño de Losa aligerada

6.1.1 Metrado de cargas para losa aligerada

El aligerado escogido para este proyecto es el más utilizado en el medio, el aligerado convencional de viguetas en forma de T espaciadas cada 0.40 m y con un ancho de alma de 0.10 m como se muestra en la figura 6.1.

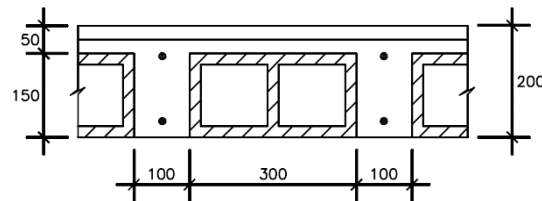


Figura 6.1. Sección típica de un aligerado convencional

Se ejemplificará una vigueta típica de losa ubicada entre los ejes 1 y 2, que se compone por un pequeño volado, dos tramos de aligerado en una dirección y finalmente un tramo de aligerado en dos direcciones, sin embargo, dicha losa se diseñará aparte con la salvedad que en la unión se respetará la continuidad de la vigueta. Dicha vigueta se muestra en la figura 6.2.

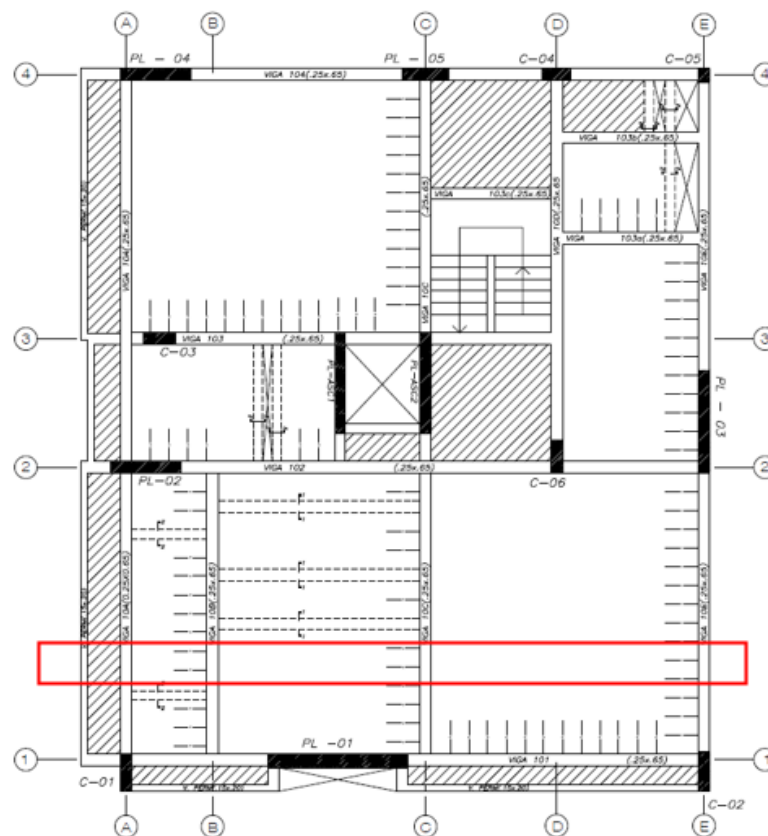


Figura 6.2. Planta general de aligerados, señalando el aligerado a detallar en el diseño

Para obtener los diagramas de momento flector y cortante se realiza el metrado de cargas por gravedad, el cual se muestra a continuación en las tablas 6.1 y 6.2 para cada tipo de vigueta.

Tabla 6.1. Metrado de cargas para vigueta típica de aligerado en una dirección

CARGAS MUERTAS		
Peso propio	0.30 x 0.40	0.12 ton/m
Piso terminado	0.10 x 0.40	0.04 ton/m
CARGAS VIVAS		
Sc vivienda	0.20 x 0.40	0.08 ton/m

Tabla 6.2. Metrado de cargas para vigueta típica de aligerado en dos direcciones

CARGAS MUERTAS		
Peso propio	0.32 x 0.40	0.128 ton/m
Piso terminado	0.10 x 0.40	0.04 ton/m
CARGAS VIVAS		
Sc vivienda	0.20 x 0.40	0.08 ton/m

Usando las combinaciones de cargas últimas, se obtienen las siguientes cargas para un aligerado en una dirección:

$$CS = CM + CV = 0.16 + 0.08 = 0.24 \text{ ton/m}$$

$$CU = 1.4CM + 1.7CV = 0.36 \text{ ton/m}$$

Asimismo, para el ejemplo, con la finalidad de obtener momentos flectores más precisos se utilizará la alternancia de carga viva, graficado en la figura 6.3 considerando momentos a cara del apoyo.

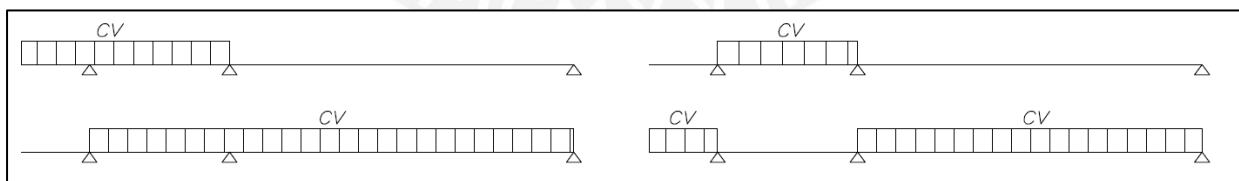


Figura 6.3 Alternancia de carga viva para diseño en flexión

6.1.2 Diseño por flexión

En la Norma Técnica E.060 Concreto Armado, plantea como solución práctica el uso del bloque de compresiones, el cual significa que la fuerza a compresión resistida por la sección se resume a un rectángulo de profundidad igual a $0.85 f'c$, la cual es contrarrestada por la fuerza en tracción del acero. Esta sección se analiza para momentos positivos y negativos obteniendo las características plasmadas en la tabla 6.3.

Tabla 6.3. Característica de diseño de un aligerado

Tipo de Momento	c (cm)	As mín (cm)	As máx (cm)
Positivo	6.79	0.47	10.00
Negativo	6.79	2.03	3.61

En la figura 6.4, se muestran el caso más crítico obtenido a partir de la alternancia de carga viva, usando carga última, caso contrario en los otros tramos colocando únicamente 1.4CM, además, considerando el caso de 1.4CM + 1.7CV. Luego, en la tabla 6.4 se muestra el análisis por flexión de la misma vigueta, obteniendo el acero corrido positivo, y los bastones colocados, ya sea en la sección de momento positivo o negativo.

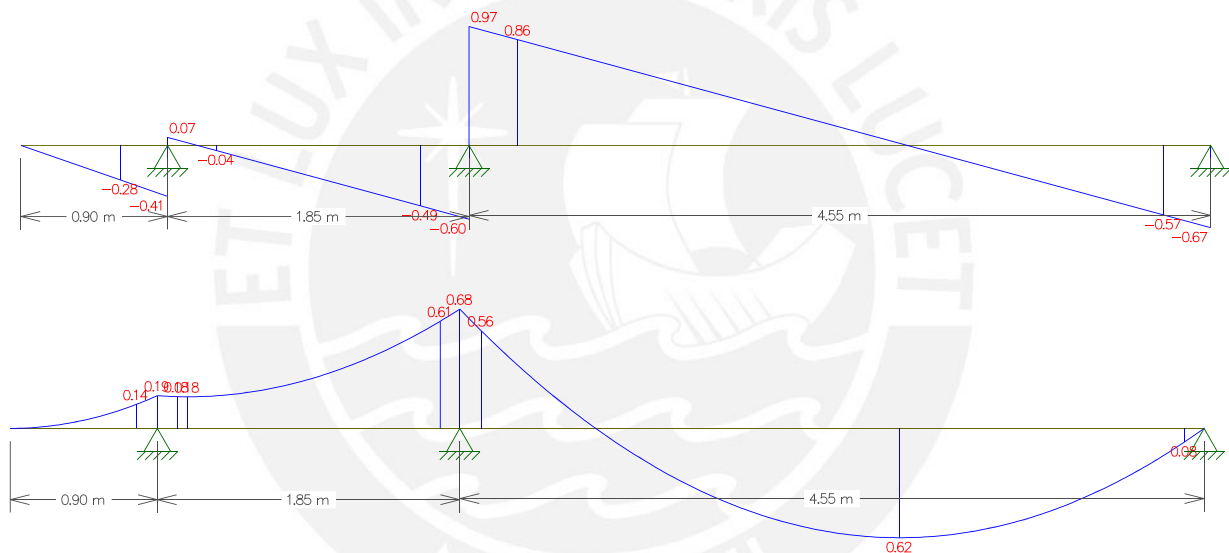


Figura 6.4. Diagramas de fuerzas internas (DMF y DFC) a la cara del caso crítico

Tabla 6.4. Diseño por flexión del aligerado

Mu+ (ton-m)	d (cm)	Asreq (cm ²)	3/8"	1/2"	As instalado (cm ²)	Acero instalado
0.62	17	0.98	-	1	1.29	1Ø1/2" corrido
Mu- (ton-m)	d (cm)	Asreq (cm ²)	3/8"	1/2"	As instalado (cm ²)	Acero instalado
0.18	17	0.28	-	1	1.29	1Ø1/2" corrido
0.61	17	1.00	-	1	1.29	1Ø1/2" corrido

6.1.3 Verificación por cortante

Con el mismo caso seleccionado se procede a calcular la cortante máxima que se desarrolla en la sección, dicho cortante debe de verificarse que sea menor o igual al cortante que resiste únicamente la sección de concreto, el cual se mide con la siguiente fórmula.

$$V_c = 1.1 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b_w x d = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 10 \times 17 = 1.66 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 1.41 \text{ ton}$$

De la figura 6.4 se obtiene como $V_u = 0.86 \text{ ton}$; por lo tanto, como $\phi V_c > V_u$ la sección no necesita ensanches.

6.1.4 Acero: corte de refuerzo y temperatura

La Norma Técnica E.060 Concreto Armado, propone que se instale un acero por temperatura, debido a la contracción y fisuración del concreto en sus 5 cm de recubrimiento. Dicha cuantía mínima es igual a 0.0018.

$$A_{S\text{-temperatura}} = 0.0018bh = 0.0018(100 \times 5) = 0.9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{representado por } \phi 1/4'' @ 0.25\text{m}$$

➤ Corte de acero – bastones

En este punto se debe de tener en consideración que el bastón debe de cubrir una distancia mayor al momento nominal requerido o a una distancia d (peralte efectivo) o 12 db. Dicho criterio se uniformiza de forma práctica en la figura 6.5.

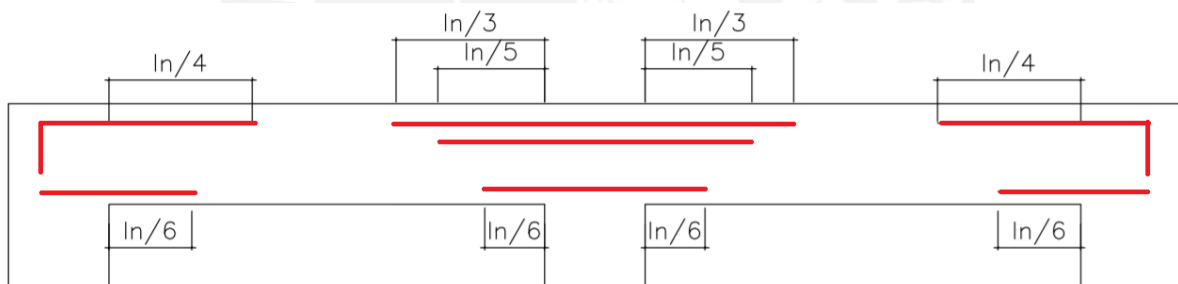


Figura 6.5. Corte de bastones tomando distancia a la cara de viga

6.1.5 Control de fisuración del concreto

Para el control de fisuración se utilizan las cargas en servicio. La fisuración principalmente se presenta en el tramo que tenga el momento positivo mayor. A continuación, se presentan los cálculos pertinentes, en donde el factor Z debe de ser menor o igual a 26000 kg/cm^2 .

$$M_s = 0.62 \text{ ton-m}$$

$$A_s = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$N = 1$$

$$f_s = \frac{M_{\text{servicio}}}{0.9d \times A_s} = \frac{0.62 \times 10^5}{0.9 \times 17 \times 1.29} = 3141 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = f_s x \sqrt[3]{dc \cdot Act} = f_s x \sqrt[3]{dc \cdot \frac{2 \cdot y \cdot bw}{N}} = 3141 x \sqrt[3]{3 \cdot \frac{2 x 3 x 10}{1}} = 17735 \frac{kg}{cm^2} < 26000 \frac{kg}{cm^2}$$

Cumple con el requisito de la norma, por lo tanto, es adecuada la sección. Una vez cumplidos los requisitos de la normativa se plasma dicho análisis en la figura 6.6, en la cual se muestra la vigueta típica y el acero instalado, dicha figura debe de ser compatible con el análisis para la losa en dos direcciones debido a la continuidad que presentan.

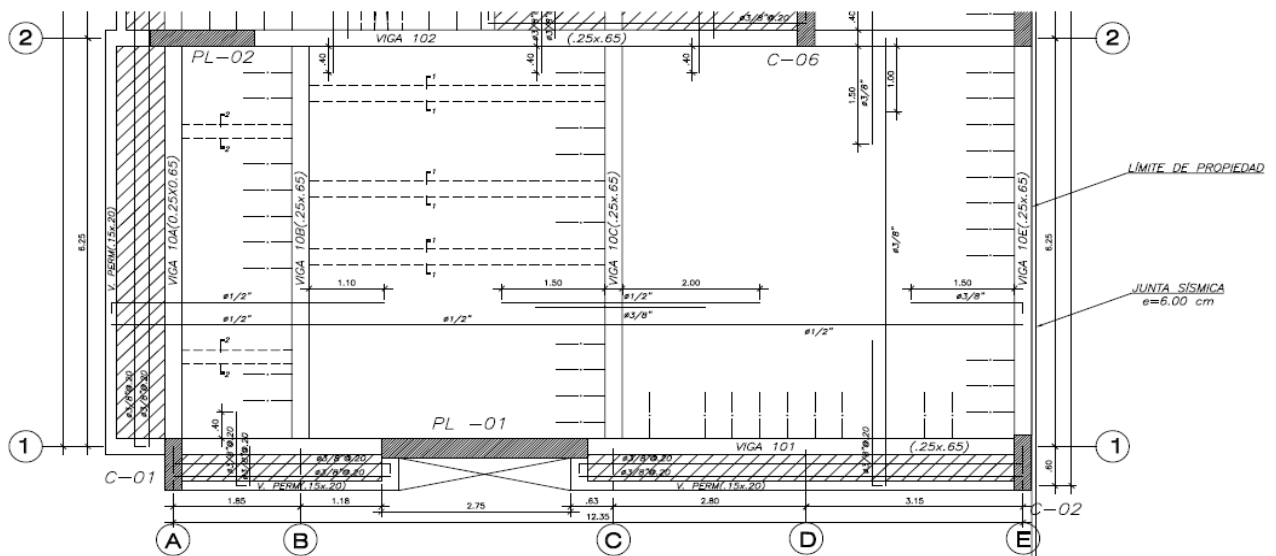


Figura 6.6. Armado de losa aligerada entre los ejes 1 y 2

6.1.6 Diseño de viga chata

El diseño de una viga chata es simple debido a que muchas veces los valores de piso terminado y sobrecarga son despreciables, sin embargo, para ejemplificar, se tomará en consideración todas las cargas actuantes para la viga chata del segundo tramo de la losa anteriormente descrita. En la tabla 6.5 se describen las cargas actuantes sobre la viga chata con las que se procederá a su diseño.

Tabla 6.5. Metrado de cargas para viga chata

CARGAS MUERTAS		
Peso propio	0.25 x 0.20 x 2.40	0.12 ton/m
Piso terminado	0.10 x (0.25-0.15)	0.01 ton/m
Tabiquería	1.80 x 0.15 x 2.60	0.70 ton/m
CARGAS VIVAS		
Sc	0.20 x (0.25-0.15)	0.02 ton/m

Realizando el análisis correspondiente, en la figura 6.7 se muestra el diagrama de momento flector, con el cual se le instalará las varillas de acero correspondiente. Dicha sección se muestra en la figura 6.8 donde se aprecian las secciones de vigas chatas y el armado para la viga perimetral.

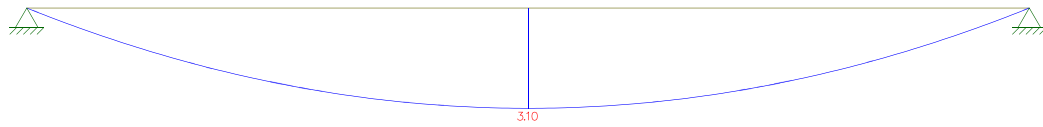


Figura 6.7. Diagrama de momento flector para la viga chata

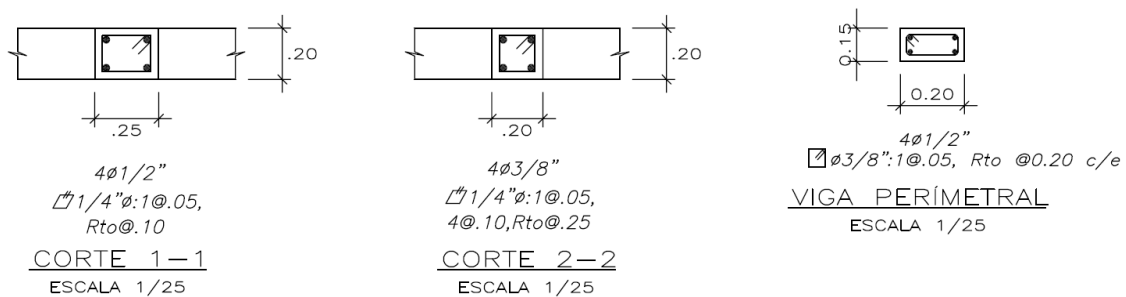


Figura 6.8. Secciones de vigas chatas y viga perimetral

6.2 Diseño de Losa maciza

6.2.1 Metrado de cargas para losa maciza

Para el análisis de la losa maciza, al no ser paños muy complejos, casi cuadrados se puede realizar el mismo procedimiento que para un aligerado, con la salvedad de considerar un ancho tributario de 1 m. En la tabla 6.6 se hace el resumen del metrado de cargas seguido de la obtención de las cargas de servicio y última.

Tabla 6.6. Metrado de cargas para losa maciza

CARGAS MUERTAS		
Peso propio	0.20 x 2.40	0.48 ton/m ²
Piso terminado	0.10	0.10 ton/m ²
CARGAS VIVAS		
Sc estacionamiento	0.25	0.25 ton/m ²
Sc jardinería	0.10	0.10 ton/m ²

$$CS = CM + CV = 0.58 + 0.35 = 0.93 \text{ ton/m}^2$$

$$CU = 1.4CM + 1.7CV = 1.41 \text{ ton/m}^2$$

6.2.2 Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se tomará como ejemplo una vigueta de la losa del techo del primer sótano, que se encuentra entre los ejes 1 y 1'. Es preciso mencionar la consideración para el diseño es el acero mínimo que requiere dicha sección que es igual a $0.0018bh$.

$As_{mín} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2$; como se indica en la Norma E.060 artículo 10.5.4, este acero al repartirse en dos capas representaría 0.0009 por capa, sin embargo, en el mismo capítulo sugiere que este acero no sea menor a 0.0012. Por lo tanto, se tendría en la capa a flexión lo siguiente: $0.0012 \times 100 \times 20 = 2.40 \text{ cm}^2$, la cuál representada en varillas de 3/8" tendría la siguiente denominación: $1\text{Ø}3/8" @0.25 \text{ cm}$. Para obtener un armado homogéneo se coloca la misma malla en la parte superior.

Siguiendo con el diseño por flexión, en la figura 6.9 se muestran los diagramas de fuerzas internas para el análisis por flexión. Obteniendo como resultado, que usando el acero mínimo se cubre la cantidad de acero requerido, llegando a obtener el armado de la figura 6.10.

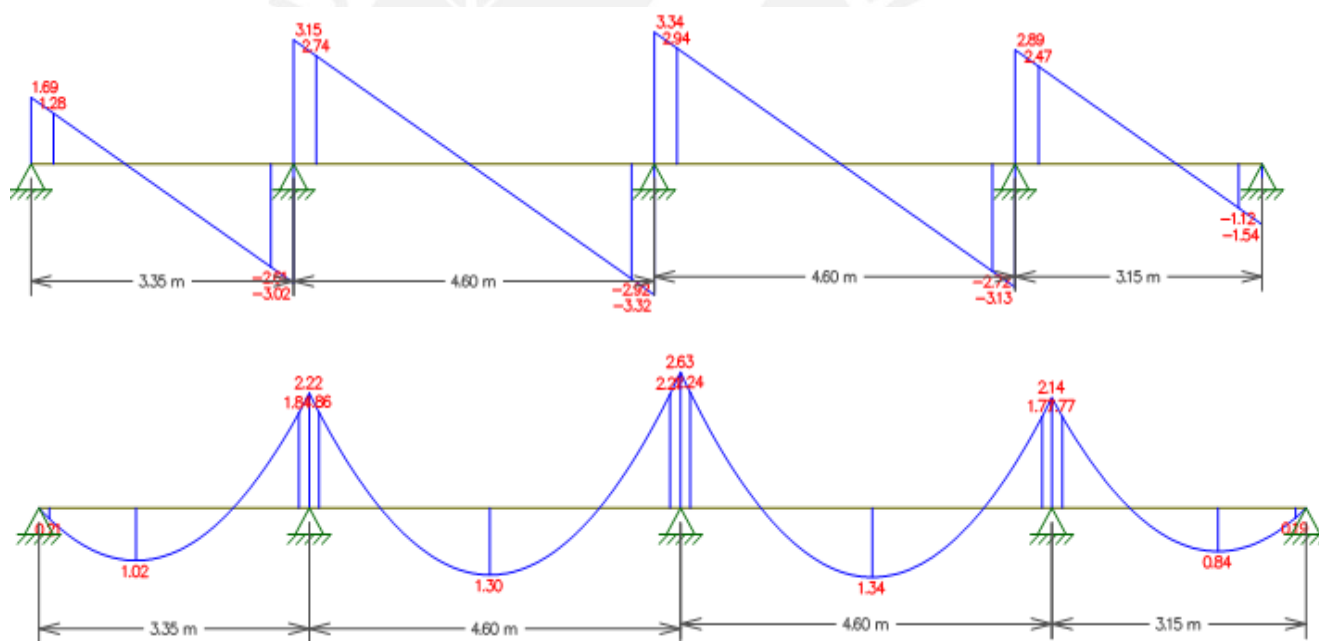


Figura 6.9. Diagrama de fuerzas internas (DFC y DMF) a cara de los apoyos para losa maciza

Tabla 6.7. Diseño por flexión de la losa maciza en el sótano 1

Mu (ton-m)	d (cm)	Asmín por capa (cm ²)	As máx. (cm ²)	Asreq. (cm ²)
1.30	17	2.84	36.13	2.04
1.34	17	2.84	36.13	2.11
1.86	17	2.84	36.13	2.94
2.24	17	2.84	36.13	3.55
1.77	17	2.84	36.13	2.79

En la figura 6.10, se muestra la sección típica a utilizar para la losa maciza, compuesta por doble malla. A excepción de los valores en rojo de la tabla 6.7, en donde se colocará un bastón de 3/8" @ 0.25m para satisfacer la cantidad de acero requerida.

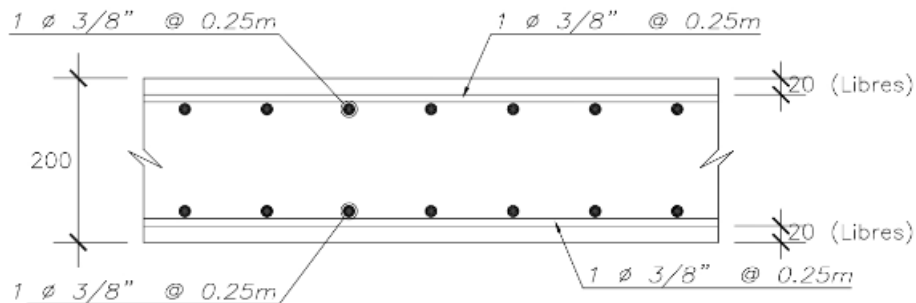


Figura 6.10. Sección típica de armado de losa maciza con acero mínimo

6.2.3 Verificación por cortante

De igual forma que para la losa aligerada, dicha losa no lleva estribos que resistan la fuerza cortante, por lo tanto, la sección de concreto debe de ser mayor a la cortante última.

$$V_c = 1.1 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times w \times d = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 17 = 16.6 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 14.1 \text{ ton}$$

Del diagrama se obtiene como $V_u = 2.94 \text{ ton}$; por lo tanto, como $\phi V_c > V_u$ la sección no necesita aumentar su peralte.

6.3 Diseño de Losa aligerada en dos direcciones

De forma exacta se obtiene el peso de la losa aligerada por metro cuadrado, de manera que se pueda realizar un diseño más preciso. Esto se plasma en la tabla 6.8, obteniendo un peso de 0.32 ton/m^2 .

Tabla 6.8. Cálculos para obtener peso de la losa en dos direcciones

Elemento	Cantidad	Peso (ton/m ³)	Peso (ton)
Ladrillo	7	0.0076	0.053
Vigueta	0.06	2.4	0.144
Piso terminado	0.05	2.4	0.12

Usando las combinaciones de cargas últimas se obtienen las siguientes cargas para un aligerado en do direcciones:

$$CS = CM + CV = 0.17 + 0.08 = 0.25 \text{ ton/m}$$

$$CU = 1.4CM + 1.7CV = 0.37 \text{ ton/m}$$

6.3.1 Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se tomará en cuenta las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado, que en base a la relación entre las luces del paño y los coeficientes de dichas tablas resulta los momentos negativos y positivos de cada paño. En la tabla 6.9 se muestran los valores iniciales para la elección de los coeficientes.

Tabla 6.9. Relación entre luces para losa en dos direcciones

A: luz libre más corta (m)	5.70
B: luz libre más larga (m)	6.00
m = A/B	0.95

Debido a que solo tiene continuidad en un lado, se utilizará el Caso 6 de las tablas ya mencionada. Obteniéndose los siguientes momentos, de los cuales para el momento negativo se considera la carga última, mientras que para el positivo se obtiene uno por carga muerta y otro por carga viva.

$$M_A^- = C_a \times w_u \times A^2 = 0.075 \times 0.37 \times 5.70^2 = 0.902 \text{ ton-m}$$

$$M_A^+ = C_a \times w_M \times A^2 = 0.036 \times (0.17 \times 1.4) \times 5.70^2 = 0.278 \text{ ton-m}$$

$$M_A^+ = C_a \times w_V \times A^2 = 0.038 \times (0.08 \times 1.7) \times 5.70^2 = 0.168 \text{ ton-m}$$

$$M_B^+ = C_a \times w_M \times B^2 = 0.024 \times (0.17 \times 1.4) \times 6.00^2 = 0.206 \text{ ton-m}$$

$$M_B^+ = C_a \times w_V \times B^2 = 0.029 \times (0.08 \times 1.7) \times 6.00^2 = 0.142 \text{ ton-m}$$

A continuación, en la tabla 6.10, se muestra el diseño a flexión de la losa en dos direcciones.

Tabla 6.10. Diseño a flexión aligerado en dos direcciones

Mu+ (ton-m)	d (cm)	Asreq (cm ²)	3/8"	1/2"	As instalado (cm ²)	Acero instalado
0.45	17	0.71	-	1	1.29	1Ø1/2" corrido
0.35	17	0.55	1	-	0.71	1Ø3/8" corrido
Mu- (ton-m)	d (cm)	Asreq (cm ²)	3/8"	1/2"	As instalado (cm ²)	Acero instalado
0.90	17	1.52	1	1	2.00	1Ø1/2" + 1Ø3/8"

Finalmente, en la figura 6.11 se muestra el armado de la losa aligerada en dos direcciones tomada como ejemplo de diseño.

6.4 Diseño de Vigas

6.4.1 Metrado de cargas para viga

Se desarrolla el metrado de cargas para las vigas correspondientes a los ejes 2 y C, mostrados en la figura 6.12 con sus áreas tributarias marcadas con rojo y azul, respectivamente. Se observan cargas trapezoidales y triangulares, producto de la losa maciza y el aligerado en dos direcciones se mostrará un ejemplo del modelo computacional, de manera de corroborar el análisis.

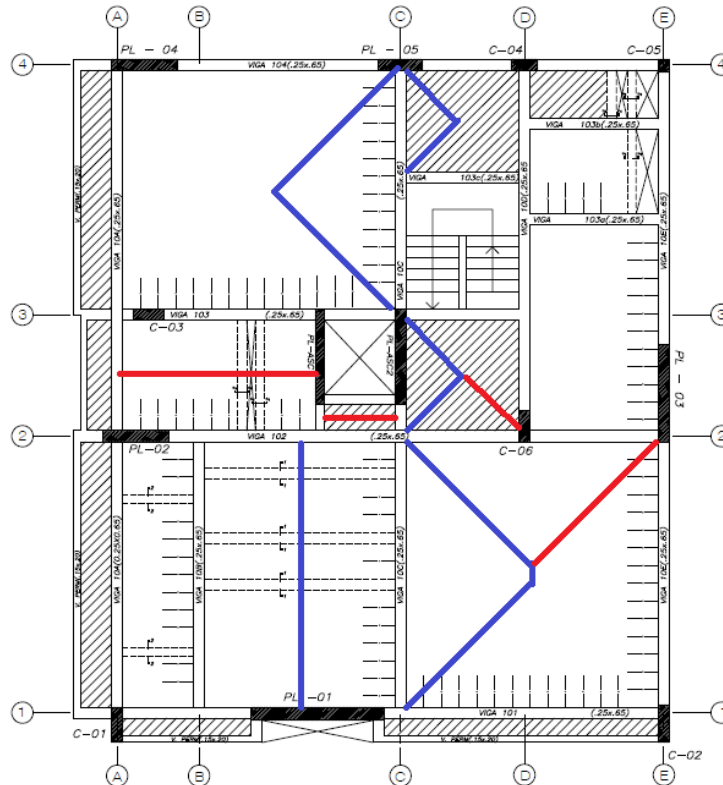


Figura 6.12. Áreas tributarias para vigas de ejemplo

En las tablas 6.11 y 6.12 se detalla el metrado por cargas de gravedad a utilizar en las vigas de ejemplo detallando cada uno de los principales elementos contenidos en el área tributaria. Por otra parte, en la figura 6.13, se muestran el diagrama de cargas muertas por gravedad actuando en las vigas V-102 y V-10C, donde la denominación corresponde al número de piso y el eje donde se encuentra.

Tabla 6.11. Cargas por gravedad para metrado de viga V-102

VIGA V-102 (0.25x0.65) m		
CARGAS MUERTAS		
Peso propio	2.40 x 0.25 x 0.65	0.39 ton/m
Peso aligerado en 1 dirección	0.30 x 1.25	0.375 ton/m
Piso terminado 1d	0.10 x 1.50	0.15 ton/m

Peso losa maciza	0.20 x 2.40 x 1.55	0.744 ton/m
Piso terminado maciza	0.10 x 1.80	0.18 ton/m
Peso aligerado en 2 direcciones	0.32 x 2.85	0.912 ton/m
Piso terminado 2d	0.10 x 3.10	0.31 ton/m
CARGAS VIVAS		
Sc vivienda 1d	0.20 x (1.50+1.80+3.10)	1.28 ton/m

Tabla 6.12. Cargas por gravedad para metrado de viga V-10C

VIGA V-10C (0.25x0.65) m		
CARGAS MUERTAS		
Peso propio	2.40 x 0.25 x 0.65	0.39 ton/m
Peso aligerado en 1 dirección	0.30 x 2.15	0.645 ton/m
Piso terminado 1d	0.10 x 2.40	0.24 ton/m
Peso losa maciza	0.20 x 2.40 x 2.40	1.152 ton/m
Piso terminado maciza	0.10 x 2.65	0.265 ton/m
Peso aligerado en 2 direcciones	0.32 x 5.55	1.776 ton/m
Piso terminado 2d	0.10 x 5.80	0.58 ton/m
CARGAS VIVAS		
Sc vivienda 1d	0.20 x (2.40+2.65+5.80)	2.17 ton/m

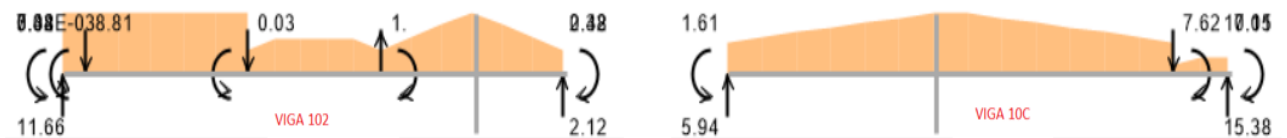


Figura 6.13. Diagrama de cargas de servicio para las vigas, obtenidas del SAP2000

6.4.2 Diseño por flexión

Las vigas son, junto con las columnas, los elementos que forman los pórticos sísmicos, los cuales son encargados de darle rigidez a la edificación, por lo tanto, su diseño es importante ya que se debe de garantizar que la falla sea dúctil y tenga un comportamiento adecuado frente a las solicitaciones sísmicas y de gravedad. Para comenzar el diseño, es pertinente hallar el acero balanceado (Asb), con el cual se obtiene el valor del acero máximo, de igual forma, se deberá cumplir que en caso los momentos sean pequeños la sección tenga un acero mínimo que garantice la falla dúctil.

$$A_{S_{\min \pm}} = 0.70 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{S_{\max \pm}} = 0.75 \left(\frac{0.85 f'c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot C_b \cdot d \right)$$

A continuación, con las fórmulas mencionadas anteriormente, en la tabla 6.13 se presentan las principales características de la viga para el diseño en flexión. Es preciso añadir, que se toma un recubrimiento de 6 cm al eje del acero longitudinal, pero en el caso de tener doble capa se utilizarán 8 cm, esto para obtener el peralte efectivo (d).

Tabla 6.13. Asunciones para el diseño por flexión de una viga de 0.25x0.65m

$A_{S_{\min \pm}}$	4.11 cm ²
$A_{S_{\max \pm}}$	31.35 cm ²
d ₁ Capa	59 cm
d ₂ Capa	57 cm

Para el análisis de cada viga se presentará los diagramas de momento flector para cada tipo de carga (muerta, viva, sismo en x e y). A partir de las cuales se obtiene el diagrama envolvente con el cual se procederá al diseño por flexión. Dichos momentos se deben de calcular a la cara de los apoyos, salvo en el caso se apoye longitudinalmente en una placa, considerándose para ese caso al eje el momento.

➤ VIGA V-102:

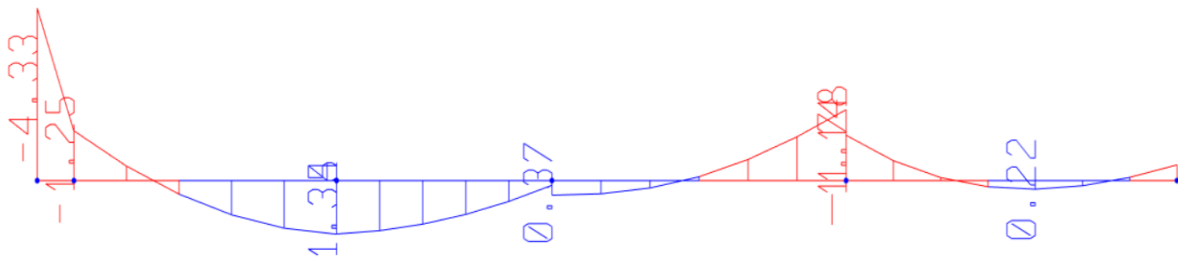


Figura 6.14. Diagrama de momentos flector por acción de la carga muerta, V-102

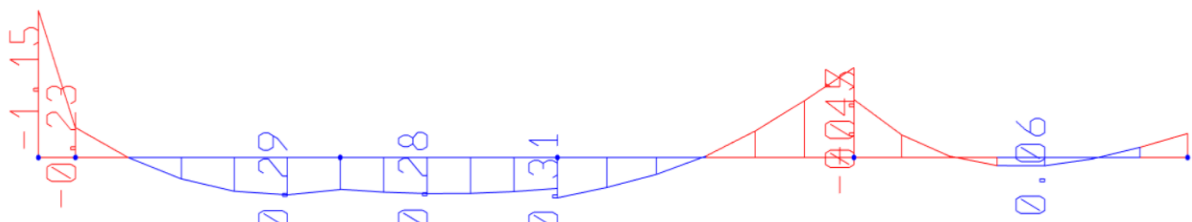


Figura 6.15. Diagrama de momentos flector por acción de la carga viva, V-102

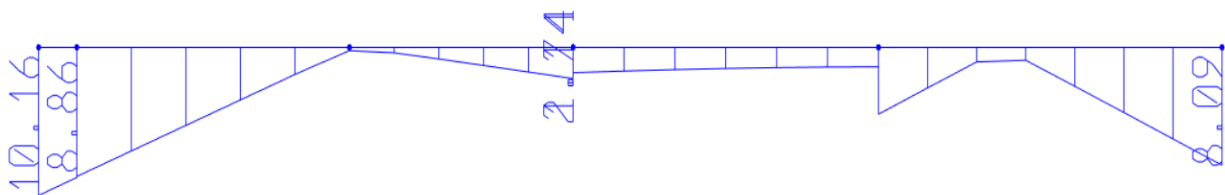


Figura 6.16. Diagrama de momentos flector por acción del sismo en X, V-102

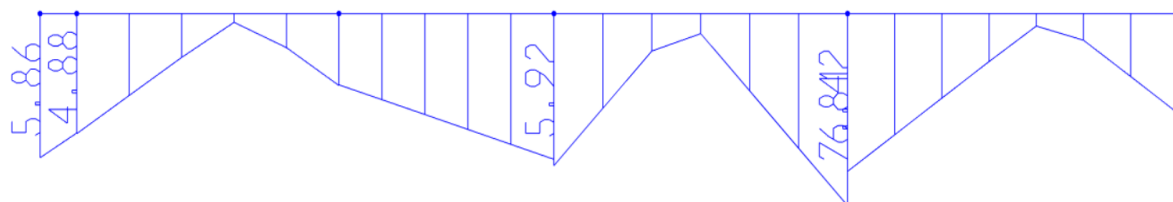


Figura 6.17. Diagrama de momentos flector por acción del sismo en Y, V-102

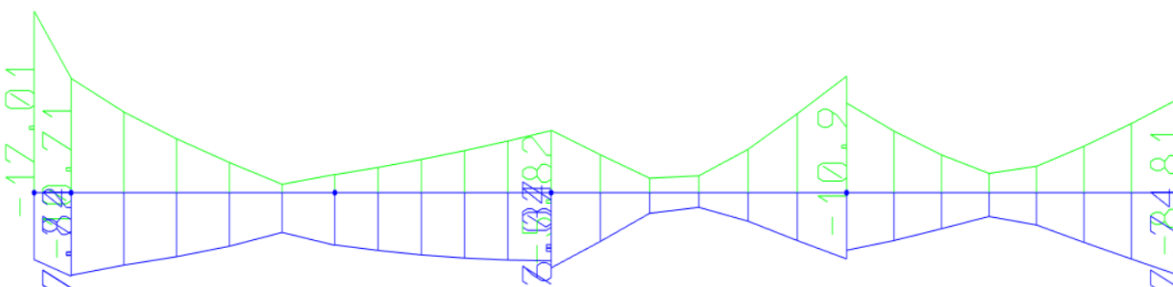


Figura 6.18. Diagrama envolvente para la viga V-102

Tomando como referencia la figura 6.18, se procede a realizar el diseño a flexión para la viga V-102 teniendo en cuenta los valores calculados en la tabla 6.13, plasmados en la tabla 6.14 y 6.15.

Tabla 6.14. Diseño a flexión de la viga V-102 primer nivel – primer tramo

Mu (ton-m)	d efect. (cm)	As min (cm ²)	Asb (cm ²)	As máx (cm ²)	As req (cm ²)	5/8"	3/4"	As inst (cm ²)	Acero instalado
(-)17.01	59	4.11	41.8	31.35	8.00	2	2	9.68	2Ø5/8" corrido + 2 bastones Ø3/4"
(+)7.82	59	4.11	41.8	31.35	3.58	3	-	6	3Ø5/8" corrido
(-)9.97	59	4.11	41.8	31.35	4.59	3	-	6	2Ø5/8" corrido + 1 bastón Ø5/8"
(+)6.95	59	4.11	41.8	31.35	3.17	3	-	6	3Ø5/8" corrido

Tabla 6.15. Diseño a flexión de la viga V-102 primer nivel – segundo tramo

Mu (ton-m)	d efect. (cm)	As min (cm ²)	Asb (cm ²)	As máx (cm ²)	As req (cm ²)	5/8"	3/4"	As inst (cm ²)	Acero instalado
7.67	59	4.11	41.8	31.35	3.51	3	-	6	2Ø5/8" corrido + 1 bastón Ø5/8"
5.14	59	4.11	41.8	31.35	2.34	3	-	6	3Ø5/8" CORRIDO
8.17	59	4.11	41.8	31.35	3.74	3	-	6	2Ø5/8" corrido + 1 bastón Ø5/8"
7.31	59	4.11	41.8	31.35	3.34	3	-	6	3Ø5/8" CORRIDO

➤ VIGA V-10C:

De igual modo se procede a calcular para la viga V-10C

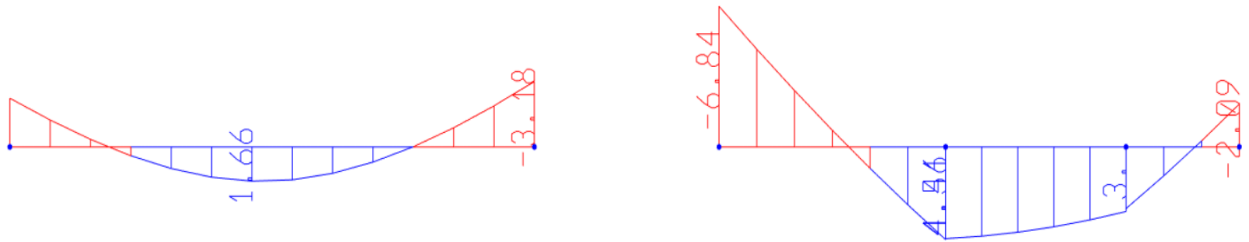


Figura 6.19. Diagrama de momentos flector por acción de la carga muerta, V-10C

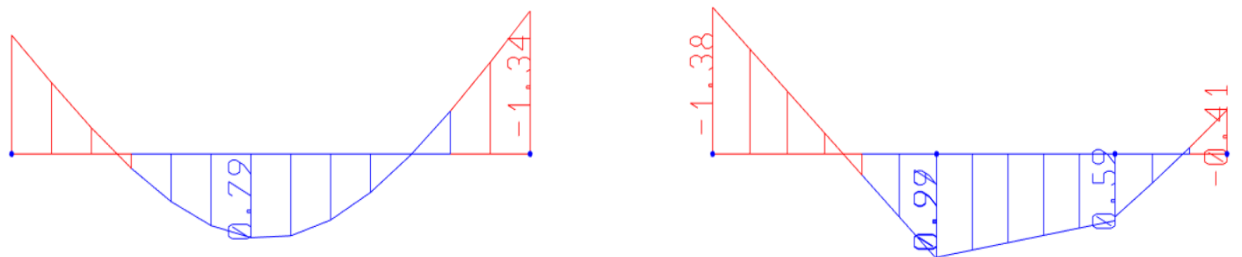


Figura 6.20. Diagrama de momentos flector por acción de la carga viva, V-10C

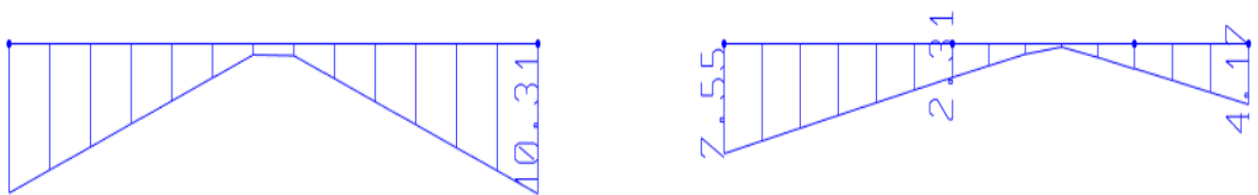


Figura 6.21. Diagrama de momentos flector por acción del sismo en X, V-10C

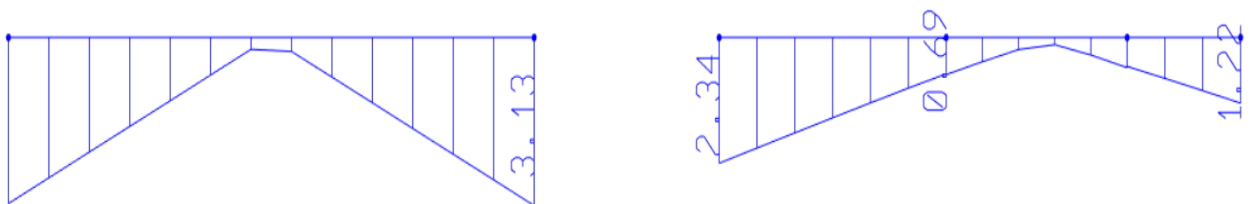


Figura 6.22. Diagrama de momentos flector por acción del sismo en Y, V-10C

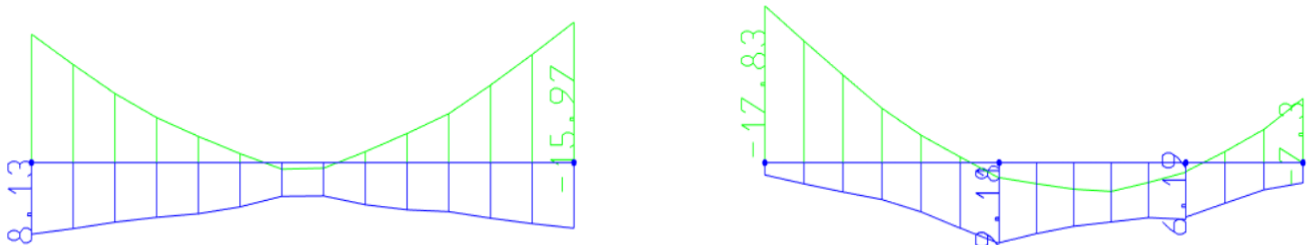


Figura 6.23. Diagrama envolvente para la viga V-10C

Tabla 6.16. Diseño a flexión de la viga V-10C primer nivel – primer tramo

Mu (ton-m)	d efect. (cm)	As min (cm ²)	Asb (cm ²)	As máx (cm ²)	As req (cm ²)	5/8"	3/4"	1"	As inst (cm ²)	Acero instalado
3.94	59	4.11	41.8	31.35	1.79	-	2	-	5.68	2Ø3/4" CORRIDO
11.8	59	4.11	41.8	31.35	5.47	-	2	-	5.68	3Ø5/8" CORRIDO
31.9	59	4.11	41.8	31.35	15.8	-	2	2	15.9	2Ø3/4" CORRIDO + 2 BASTONES Ø1"

Tabla 6.17. Diseño a flexión de la viga V-10C primer nivel – segundo tramo

Mu (ton-m)	d efect. (cm)	As min (cm ²)	Asb (cm ²)	As máx (cm ²)	As req (cm ²)	5/8"	3/4"	1"	As inst (cm ²)	Acero instalado
23.8	59	4.11	41.8	31.35	11.46	-	2	2	15.9	2Ø3/4" CORRIDO + 2 BASTONES Ø1"
11.6	59	4.11	41.8	31.35	5.36	-	2	-	5.68	3Ø5/8" CORRIDO
13.0	59	4.11	41.8	31.35	6.05	1	2	-	7.68	2Ø3/4" CORRIDO

6.4.3 Verificación por cortante y capacidad

La verificación por cortante, a diferencia de las losas, se compone por verificar que la capacidad del concreto y la de los estribos sea mayor o igual a la cortante última obtenida del diagrama de envolventes. Sin embargo, se debe de comparar dicha cortante con la obtenida por el análisis de capacidad a partir de amplificar la carga sísmica en 2.5, utilizando el mayor valor para el diseño. Dicha comparación se detalla en las tablas 6.18 y 6.19 para cada viga respectivamente.

- Capacidad del concreto:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 0.53\sqrt{280} \times 25 \times 59 = 13.08 \text{ ton}$$

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

Tabla 6.18. Cálculo de la cortante de diseño para la viga V-102

VIGA V-102	Análisis por gravedad	Análisis por capacidad
Tramo	1	2
Vu (ton)	18.1	7.03
2.5Vu (ton)	23.4	13.1
Vc (ton)	13.1	13.1

De la tabla 6.18, se obtiene que la Vu de diseño es igual a 23.4 ton, con lo que se puede obtener el valor de la cortante soportada por los estribos (Vs) y verificar que el espaciamiento a escoger sea adecuado.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{23.4}{0.85} - 13.1 = 14.4 \text{ ton}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{(2 \times 0.71) \cdot 4200 \cdot 59}{14400} = 24.4 \text{ cm}$$

En la tabla 6.19 se muestran los resultados obtenidos a partir del análisis anterior, en donde para el tramo 2 de la viga V-102, en teoría no sería necesario usar estribos, sin embargo, siguiendo el reglamento se debe de colocar estribos según el Capítulo 21.

Tabla 6.19. Cálculo del espaciamiento de estribos V-102

VIGA V-102	Análisis por gravedad	Análisis por capacidad
<i>Tramo</i>	<i>1</i>	<i>2</i>
Vud (ton)	23.4	13.1
Vs (ton)	14.4	2.31
s (cm)	24.4	150
Smáx (cm)	30	30

De la misma manera se muestran los resultados obtenidos para la viga V-10C en las tablas 6.20 y 6.21.

Tabla 6.20. Cálculo de la cortante de diseño para la viga V-10C

VIGA V-10C	Análisis por gravedad	Análisis por capacidad
<i>Tramo</i>	<i>1</i>	<i>2</i>
Vu (ton)	26.7	12.4
2.5Vu (ton)	38.0	18.0
Vc (ton)	13.1	13.1

Tabla 6.21. Cálculo del espaciamiento de estribos V-10C

VIGA V-10C	Análisis por gravedad	Análisis por capacidad
<i>Tramo</i>	<i>1</i>	<i>2</i>
Vud (ton)	38	18
Vs (ton)	31.6	8.08
s (cm)	11.1	43.5
Smáx (cm)	30	30

Para el espaciamiento adecuado de estribos se utiliza el Capítulo 21 Disposiciones Especiales Para el Diseño Sísmico de la norma E.60 cuyos requerimientos se muestran en la tabla 6.22, asimismo en la figura 6.24, extraída del capítulo en mención, se muestra gráficamente dichos criterios.

Tabla 6.22. Criterios de distribución de estribos

Zona de confinamiento	
$L = 2h$	$L = 2(65) = 130 \text{ cm}$
Condiciones de espaciamiento	
(a) $d/4 \geq 15 \text{ cm}$	$d/4 = 59/4 = 14.75 \approx 15 \text{ cm}$
(b) $8db - 5/8''$	$8(1.59) = 12.72 \approx 12 \text{ cm}$
(c) $24 \text{ db estribo} - 3/8''$	$24(0.95) = 22.8 \approx 22 \text{ cm}$
(d) 30 cm	30 cm
Zona central	
$0.5d$	$e = 0.5(59) = 29.5 \approx 29 \text{ cm}$

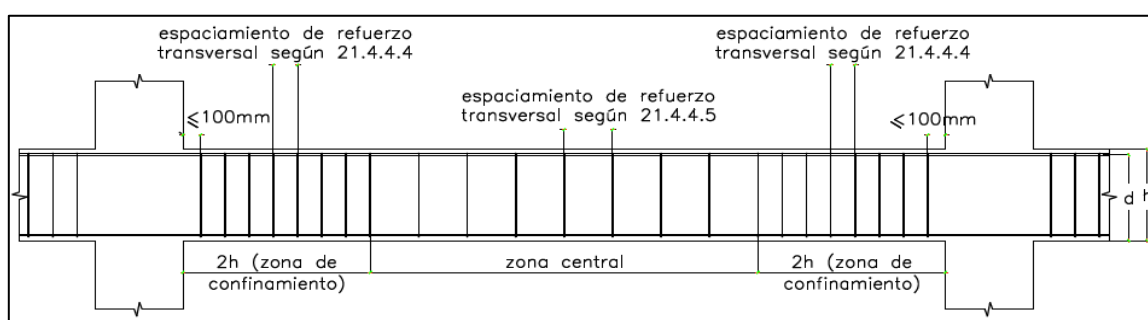


Figura 6.24. Distribución de acero transversal para una viga (MCVS,2009)

Concluyendo en base a la tabla 6.22, se obtiene la siguiente distribución de estribos, teniendo en cuenta que las vigas cuentan con responsabilidad sísmica es recomendable utilizar el primer estribo a 5 cm: $\emptyset 3/8''$, 1@0.05, 13@0.10, resto @0.20 m.

6.4.4 Acero: corte de refuerzo y suspensión

Dicho corte de refuerzo se puede obtener de forma práctica en base a los apuntes de Ottazzi (2019) teniendo en cuenta la longitud de desarrollo de cada varilla dependiendo del diámetro y la resistencia del concreto ($f'c$). Dichas condiciones se plasman en las tablas 6.23 y 6.24, en las que se muestra la longitud de desarrollo para el caso de acero superior e inferior y la longitud que debe de tener cada bastón considerando que se toma dicho valor a una distancia igual al peralte efectivo (d) o a $12db$.

Tabla 6.23. Longitud de desarrollo en función al $f'c$ y el diámetro

DIÁMETRO (\emptyset)	db (cm)	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	Acero superior	Acero inferior
		As (cm ²)	Ld (m)	Ld (m)
3/8"	0.95	0.71	38	29
5/8"	1.59	2	63	49
3/4"	1.91	2.84	76	58
1"	2.54	5.1	126	97

Tabla 6.24. Longitud mínima de bastones por cada diámetro de acero

d de bastón	Punto teórico (cm)	d o 12db (m)	L de bastón (m)	L total (m)
5/8"	0.17	0.59	0.76	1.00
3/4"	0.30	0.59	0.89	1.00
1"	0.80	0.59	1.39	1.50

➤ Acero en suspensión – condición por viga sobre viga:

La Norma Técnica E.060 Concreto Armado en su artículo 11.5.8 Estribos adicionales en vigas que reciben otras vigas, detalla que en el caso de una viga se apoye en otra viga se debe de colocar estribos de suspensión hallados con la siguiente fórmula, dicha comprobación se debe dar para la viga del eje 2.

$$\emptyset Ah \cdot f_y \geq V_u \frac{h_s}{h_p}; \text{ donde: } \begin{array}{l} h_s: \text{peralte de la viga secundaria} \\ h_p: \text{peralte de la viga principal} \\ Ah: \text{área de refuerzo en suspensión} \end{array}$$

$$0.85 \cdot Ah \cdot 4200 = 8743 \times \frac{65}{65} \rightarrow Ah = 2.45 \text{ cm}^2, \text{ se obtienen 4 estribos de } 3/8''$$

6.4.5 Control de fisuración

Para el control de fisuración se utilizan las cargas en servicio y el momento positivo mayor, debido a que en esa zona es más probable que ocurra la fisuración. Se considerará la viga en el nivel que tenga mayor momento positivo en servicio.

➤ Viga V-702:

$$M_s = 6.37 \text{ ton-m}$$

$$A_s = 10 \text{ cm}^2$$

$$N = 5$$

$$f_s = \frac{M_{\text{servicio}}}{0.9d \times A_s} = \frac{1.66 \times 10^5}{0.9 \times 59 \times 10} = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{dc \cdot Act} = f_s \times \sqrt[3]{dc \cdot \frac{2 \cdot y \cdot bw}{N}} = 1200 \times \sqrt[3]{6 \cdot \frac{2 \times 6 \times 25}{5}} = 8537 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 26000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cumple con el requisito de la norma, por lo tanto, es adecuada la sección, como el momento de la viga V-10C es parecido se infiere que la sección también es adecuada ante la fisuración.

En resumen, a todas las condiciones de diseño detalladas anteriormente, en las figuras 6.25 y 6.26 se muestra el armado de las vigas detalladas para el diseño, en dicha figura se puede

observar el armado adoptado para cada nivel, en donde la nomenclatura primero indica el eje de la viga, seguido de un 0 y luego el nivel en el cual se encuentra dicha viga.

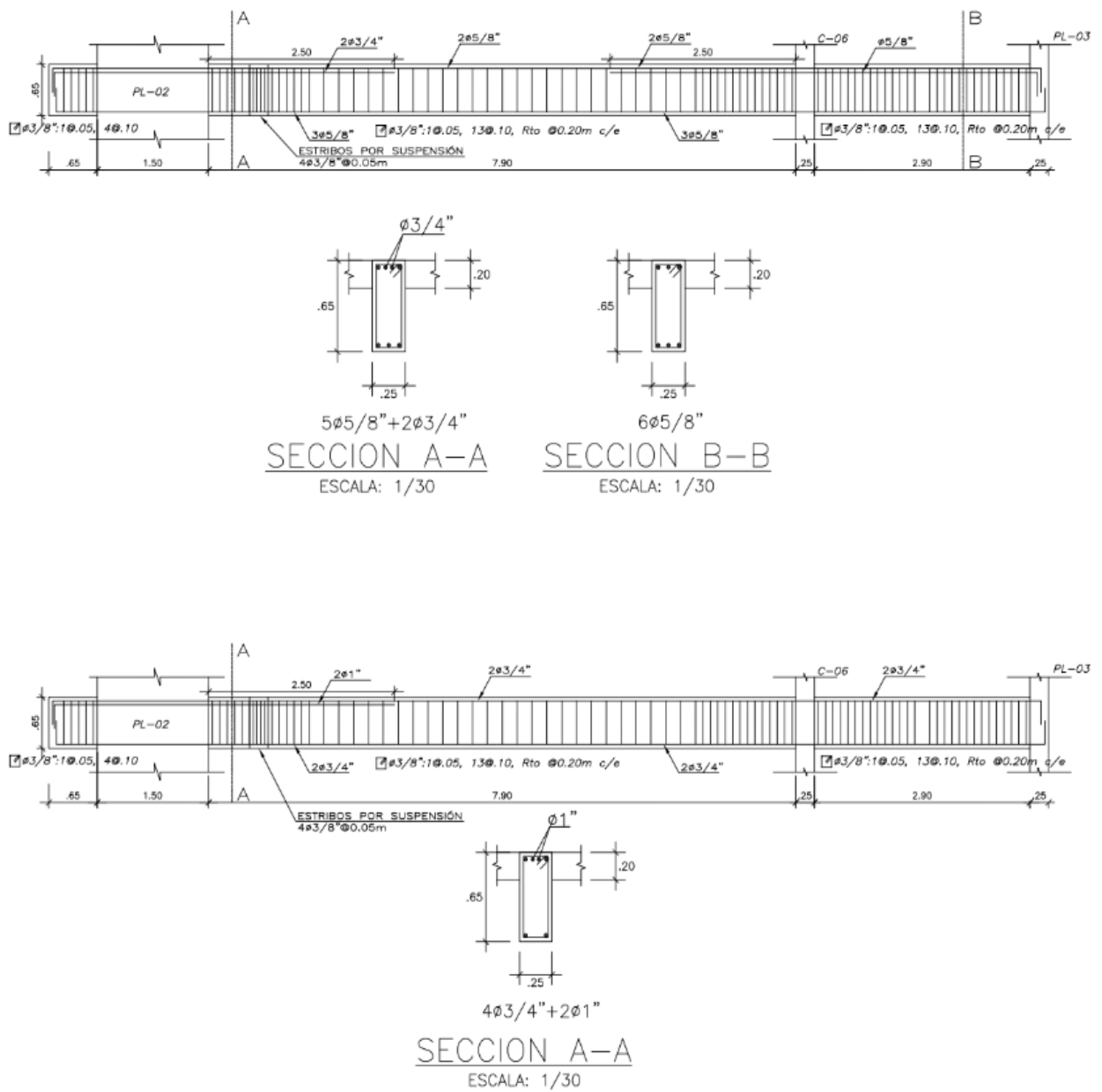


Figura 6.25. Armado y secciones de las vigas V-102 a la V-107

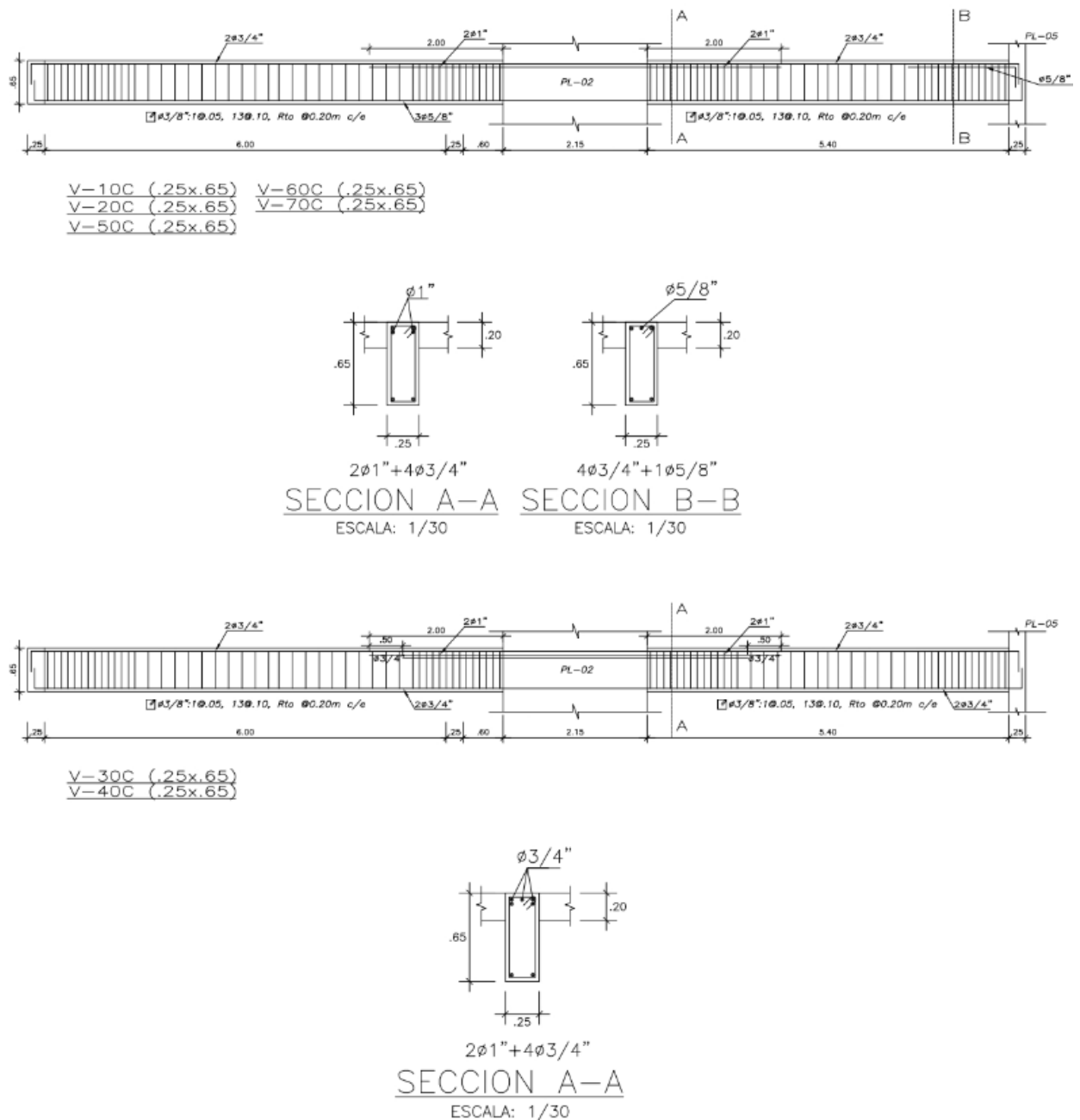


Figura 6.26. Armado y secciones de las vigas V-10C a la V-70C

6.5 Diseño de Columnas

6.5.1 Metrado de cargas para columna

Para el metrado de la columna se debe de considerar únicamente cargas puntuales, es decir, toda carga distribuida debe de ser transferida al centro de gravedad de la columna. Como las columnas componen los pórticos sísmicos es importante realizar el metrado por nivel y obtener las cargas actuantes. A modo de ejemplo, se realizará el proceso de diseño de las columnas C-01(0.25x0.80) y C-06(0.25x0.70), las cuales se muestran en la figura 6.27.

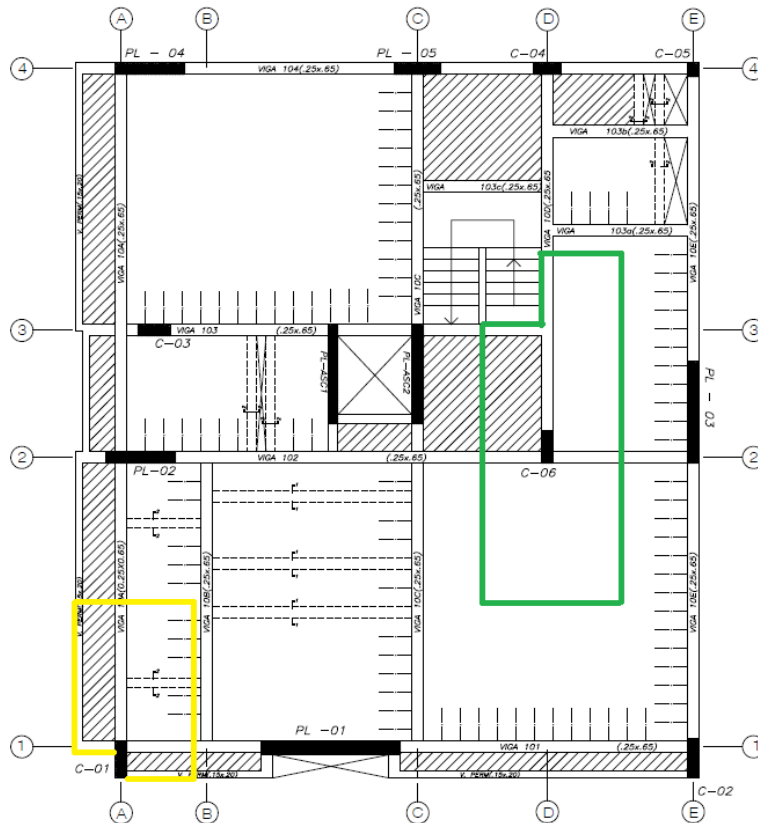


Figura 6.27. Columnas para ejemplificar, con sus respectivas áreas tributarias

En la tabla 6.25 se muestran las consideraciones para el metrado de columnas. Luego, en las tablas 6.26 y 6.27 se muestra el metrado para los pisos superiores de la columna C-01 y C-06, respectivamente.

Tabla 6.25. Consideraciones para el metrado de columnas

Vigas – 0.25x0.65 m	Peso aligerado 1d = 0.30 ton/m ²
Vigas de perímetro – 0.15x0.20 m	Peso losa maciza = 0.48 ton/m ²
Peso Aligerado 2d = 0.32 ton/m ²	Peso de la tabiquería = 0.15 ton/m ²

Tabla 6.26. Metrado de cargas para C-01 – pisos superiores
Columna C-01 (0.25x0.80) m

CARGAS MUERTAS		
Peso propio	2.40 x 2.80 x 0.25 x 0.80	1.34 ton
Peso aligerado en 1 dirección	0.30 x 4.06	1.22 ton
Peso losa maciza	0.48 x 2.68	1.29 ton
Peso de vigas	0.25 x 0.65 x 2.40 x 4.45	1.74 ton
Peso de vigas de perímetro	0.15 x 0.20 x 240 x 4.45	0.32 ton
Peso viga chata	0.20 x 0.20 x 2.40 x 1.45	0.14 ton
Piso terminado	0.10 x 9.023	0.90 ton
Tabiquería	0.15 x 9.023	1.35 ton
CARGAS VIVAS		
Sc vivienda	0.20 x 9.023	1.81 ton

Tabla 6.27. Metrado de cargas para C-06 – pisos superiores
Columna C-06 (0.25x0.70) m

CARGAS MUERTAS		
Peso propio	2.40 x 2.80 x 0.25 x 0.70	1.18 ton
Peso aligerado en 1 dirección	0.30 x 6.235	1.87 ton
Peso losa maciza	0.48 x 3.188	1.53 ton
Peso aligerado en 2 direcciones	0.32 x 11.90	3.81 ton
Peso de vigas	0.25 x 0.65 x 2.40 x 7.86	3.07 ton
Piso terminado	0.10 x 20.31	2.03 ton
Tabiquería	0.15 x 20.31	3.05 ton
CARGAS VIVAS		
Sc vivienda	0.20 x 20.31	4.06 ton

6.5.2 Diseño por flexocompresión

En base a criterios prácticos para el diseño de las columnas se asume el 1% del área bruta como cuantía base, sin embargo, la Norma Técnica E.060 Concreto Armado plantea el rango base de 1 a 4% como posible cuantía. En la tabla 6.28 se plantea la cuantía inicial tentativa en base a las dimensiones de cada columna, siendo estas verificadas mediante el diagrama de interacción.

Tabla 6.28. Acero mínimo correspondiente a las columnas para el 1° tramo

	A (m ²)	As mín (1%)	5/8"	3/4"	1"	As inst. (cm ²)	As inst. (%)
CS-01	1250	12.5	6	-	-	12	0.96%
CS-02	750	7.5	4	-	-	8	1.07%
CS-03	1250	12.5	6	-	-	12	0.96%
CS-04	1250	12.5	6	-	-	12	0.96%
C-01	2000	20	10	-	-	20	1.00%
C-02	2125	21.25	10	-	-	20	0.94%
C-03	1750	17.5	10	-	-	20	1.14%
C-04	1500	15	8	-	-	16	1.07%
C-05	750	7.5	-	4	-	11.36	1.51%
C-06	1750	17.5	2	8	-	26.7	1.53%
C-06 (S)	2450	24.5	-	-	14	71.4	2.91%

Por consideraciones constructivas y no sobredimensionar la cuantía de acero en estos elementos verticales se considerarán tres tramos, los cuales serán distribuidos de la siguiente manera.

- 1° Tramo: Desde Cisterna hasta el Sótano 3
- 2° Tramo: Desde el Sótano 2 hasta el 1° Nivel
- 3° Tramo: Desde el 1° Nivel hasta el último nivel (considerándose azotea)

➤ Columna C-01 (0.25x0.80) m

Primero, como se observa en la tabla 6.28, para esta sección se utilizarán 10Ø5/8” obteniendo un área de acero igual a 20 cm² (1.00%), como dicha sección no supera el 4% se procede a analizar las cargas actuantes y se homogeniza la cuantía de acero hasta el último nivel. Para dicha sección en la tabla 6.29 se muestran las cargas actuantes en el primer tramo, que incluye desde la cimentación hasta el sótano 2. Mientras que en la tabla 6.30 se muestran las cargas actuantes en el segundo tramo, en base a dichas cargas se evaluará la cuantía de acero, debido a que, en el 1° tramo al estar enterrado, se comportará principalmente a compresión pura.

Tabla 6.29. Cargas actuantes en la C-01 – primer tramo

	P (ton)	Mx (ton-m)	Vx (ton)	My (ton-m)	Vy (ton)
CM	109.24	0.030	0.036	-0.381	-0.548
CV	25.32	0.023	0.029	-0.318	-0.546
SISMO X	-66.97	0.000	0.000	0.004	0.005
SISMO Y	-17.57	0.000	0.000	0.023	0.033

Tabla 6.30. Cargas actuantes en la C-01 – segundo tramo

	P (ton)	Mx (ton-m)	Vx (ton)	My (ton-m)	Vy (ton)
CM	52.47	-0.154	-0.041	-1.681	-1.316
CV	4.97	-0.099	-0.048	-0.374	-0.272
SISMO X	-63.35	2.852	2.107	3.254	1.405
SISMO Y	-16.22	1.538	1.136	15.585	5.973

Utilizando la tabla 6.30 se calculan las combinaciones de carga detalladas en la tabla 6.31, asimismo, en la figura 6.28 se muestran la sección con el acero instalado a partir del cual se esboza el diagrama de interacción mostrado en la figura 6.29.

Tabla 6.31. Combinaciones de carga C-01 – segundo tramo

		P (ton)	Mx (ton-m)	Vx (ton)	My (ton-m)	Vy (ton)
COMBO 1	1.4+1.7CV	81.91	-0.38	-0.14	-2.99	-2.30
COMBO 2	1.25(CM+CV)+CSX	8.45	2.54	2.00	0.68	-0.58
COMBO 3	1.25(CM+CV)-CSX	135.15	4.98	3.71	19.18	7.39
COMBO 4	1.25(CM+CV)+CSY	55.58	1.22	1.02	13.02	3.99
COMBO 5	1.25(CM+CV)-CSY	88.02	-1.85	-1.25	-18.15	-7.96
COMBO 6	0.9CM + CSX	-16.13	2.71	2.07	1.74	0.22
COMBO 7	0.9CM - CSX	110.57	-2.99	-2.14	-4.77	-2.59
COMBO 8	0.9CM + CSY	31.00	1.40	1.10	14.07	4.79
COMBO 9	0.9CM - CSY	63.44	-1.68	-1.17	-17.10	-7.16

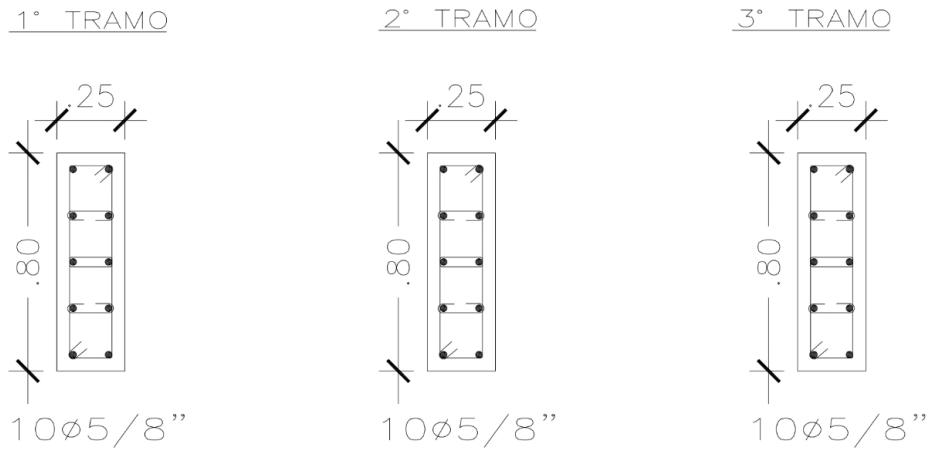


Figura 6.28. Secciones preliminares de la columna C-01 para cada tramo

Como recordatorio, es preciso mencionar los tramos y que pisos comprende para cada uno, esto se menciona en las siguientes líneas.

- 1° Tramo: Desde Cisterna hasta el Sótano 3
- 2° Tramo: Desde el Sótano 2 hasta el 1° Nivel
- 3° Tramo: Desde el 1° Nivel hasta el último nivel (considerándose azotea)

En la figura 6.29 se observa el diagrama de interacción por resistencia de la columna C-01, las cargas obtenidas por las combinaciones de la tabla 6.31 deberán de caer dentro del diagrama, garantizando la cuantía instalada sea adecuada, esto debido a que el diagrama por resistencia es la reducción, en un factor ϕ , del diagrama nominal.

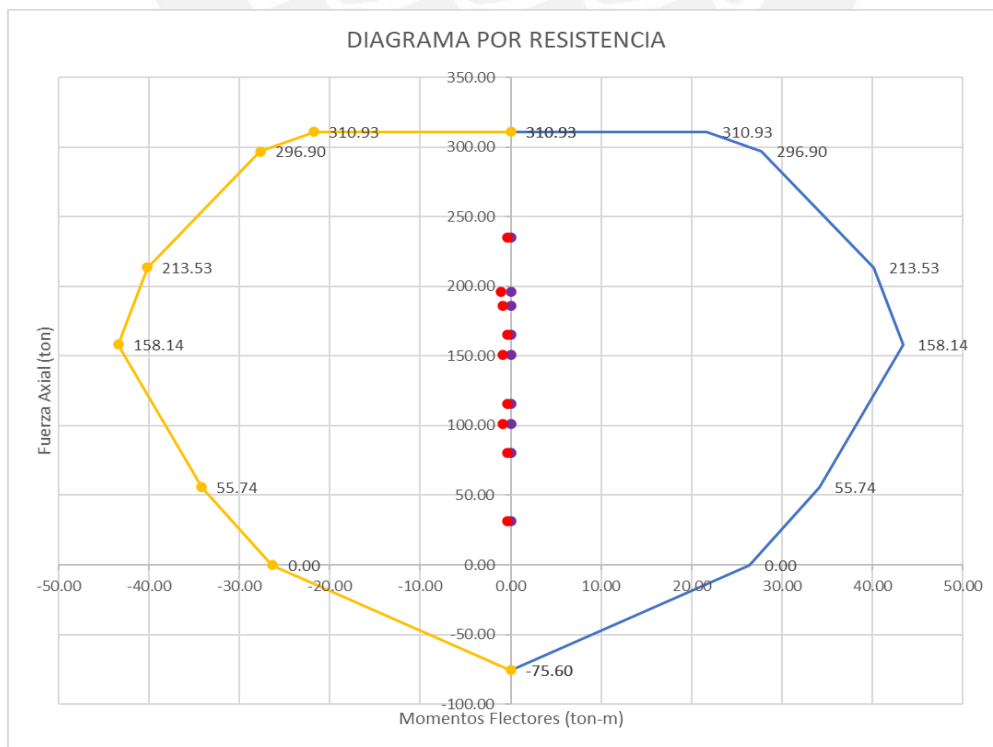


Figura 6.29. Diagrama por resistencia C-01– segundo tramo

➤ Columna C-06 (0.25x0.70) m

Para esta columna se emplea el mismo razonamiento, con la salvedad que durante el análisis se obtuvo que la cuantía inicial es de $14\phi 1''$ (4.08%) la cual es elevada, por lo que en el 1° tramo que comprende los sótanos, se decide ensanchar la columna 10 cm adicionales reduciendo dicho porcentaje a casi la mitad (2.91%). Con las consideraciones anteriores y también las cargas actuantes, mostradas en la tabla 6.32 y sus combinaciones, detalladas en la tabla 6.33 se realizará el análisis en base a las cuantías presentadas en la figura 6.30.

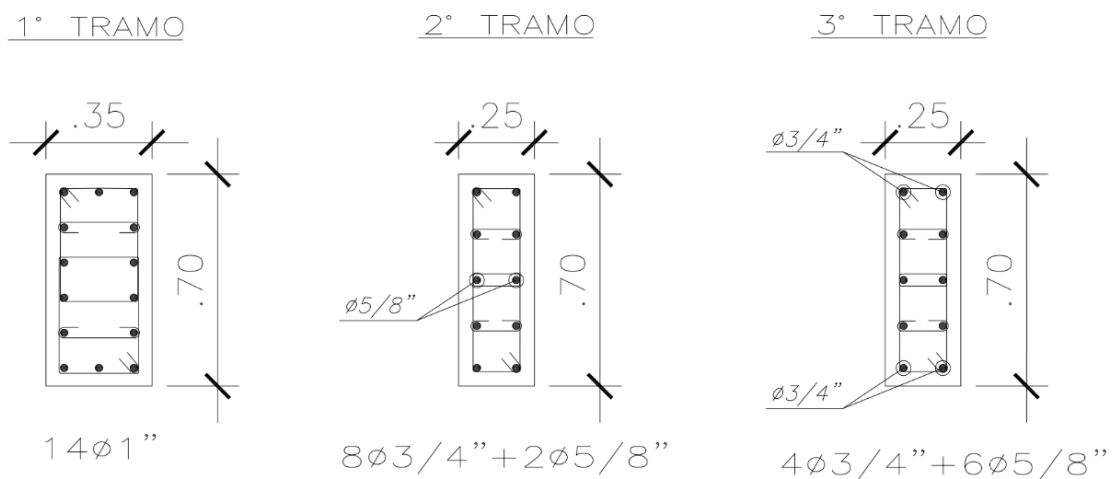


Figura 6.30. Secciones preliminares de la columna C-06 para cada tramo

Tabla 6.32. Cargas actuantes en la C-06 – primer tramo

	P (ton)	Mx (ton-m)	Vx (ton)	My (ton-m)	Vy (ton)
CM	189.25	0.006	0.007	0.014	0.020
CV	47.83	-0.002	-0.003	-0.071	-0.099
SISMO X	-16.94	0.000	0.000	0.001	0.002
SISMO Y	-76.88	0.000	0.000	0.011	0.015

Tabla 6.33. Combinaciones de carga C-06 – primer tramo

		P (ton)	Mx (ton-m)	Vx (ton)	My (ton-m)	Vy (ton)
COMBO 1	1.4+1.7CV	346.25	0.00	0.01	-0.10	-0.14
COMBO 2	1.25(CM+CV)+CSX	279.40	0.00	0.01	-0.07	-0.10
COMBO 3	1.25(CM+CV)-CSX	313.29	0.00	0.00	-0.08	-0.11
COMBO 4	1.25(CM+CV)+CSY	219.47	0.00	0.01	-0.06	-0.08
COMBO 5	1.25(CM+CV)-CSY	373.22	0.00	0.01	-0.08	-0.11
COMBO 6	0.9CM + CSX	153.38	0.01	0.01	0.01	0.02
COMBO 7	0.9CM - CSX	187.26	0.01	0.01	0.01	0.02
COMBO 8	0.9CM + CSY	93.44	0.01	0.01	0.02	0.03
COMBO 9	0.9CM - CSY	247.20	0.00	0.01	0.00	0.00

Tabla 6.34. Cargas actuantes en la C-06 - segundo tramo

	P (ton)	Mx (ton-m)	Vx (ton)	My (ton-m)	Vy (ton)
CM	139.42	-0.112	-0.099	-3.158	-2.900
CV	32.92	-0.058	-0.047	-0.973	-0.868
SISMO X	-16.79	2.346	1.640	1.323	0.669
SISMO Y	-74.46	0.576	0.436	7.372	2.768

Tabla 6.35. Combinaciones de carga C-06 – segundo tramo

		P (ton)	Mx (ton-m)	Vx (ton)	My (ton-m)	Vy (ton)
COMBO 1	1.4+1.7CV	251.16	-0.26	-0.22	-6.08	-5.53
COMBO 2	1.25(CM+CV)+CSX	198.65	2.13	1.46	-3.84	-4.04
COMBO 3	1.25(CM+CV)-CSX	232.22	3.44	2.43	7.81	2.52
COMBO 4	1.25(CM+CV)+CSY	140.97	0.36	0.25	2.21	-1.94
COMBO 5	1.25(CM+CV)-CSY	289.90	-0.79	-0.62	-12.54	-7.48
COMBO 6	0.9CM + CSX	108.69	2.25	1.55	-1.52	-1.94
COMBO 7	0.9CM - CSX	142.27	-2.45	-1.73	-4.17	-3.28
COMBO 8	0.9CM + CSY	51.02	0.47	0.35	4.53	0.16
COMBO 9	0.9CM - CSY	199.94	-0.68	-0.52	-10.21	-5.38

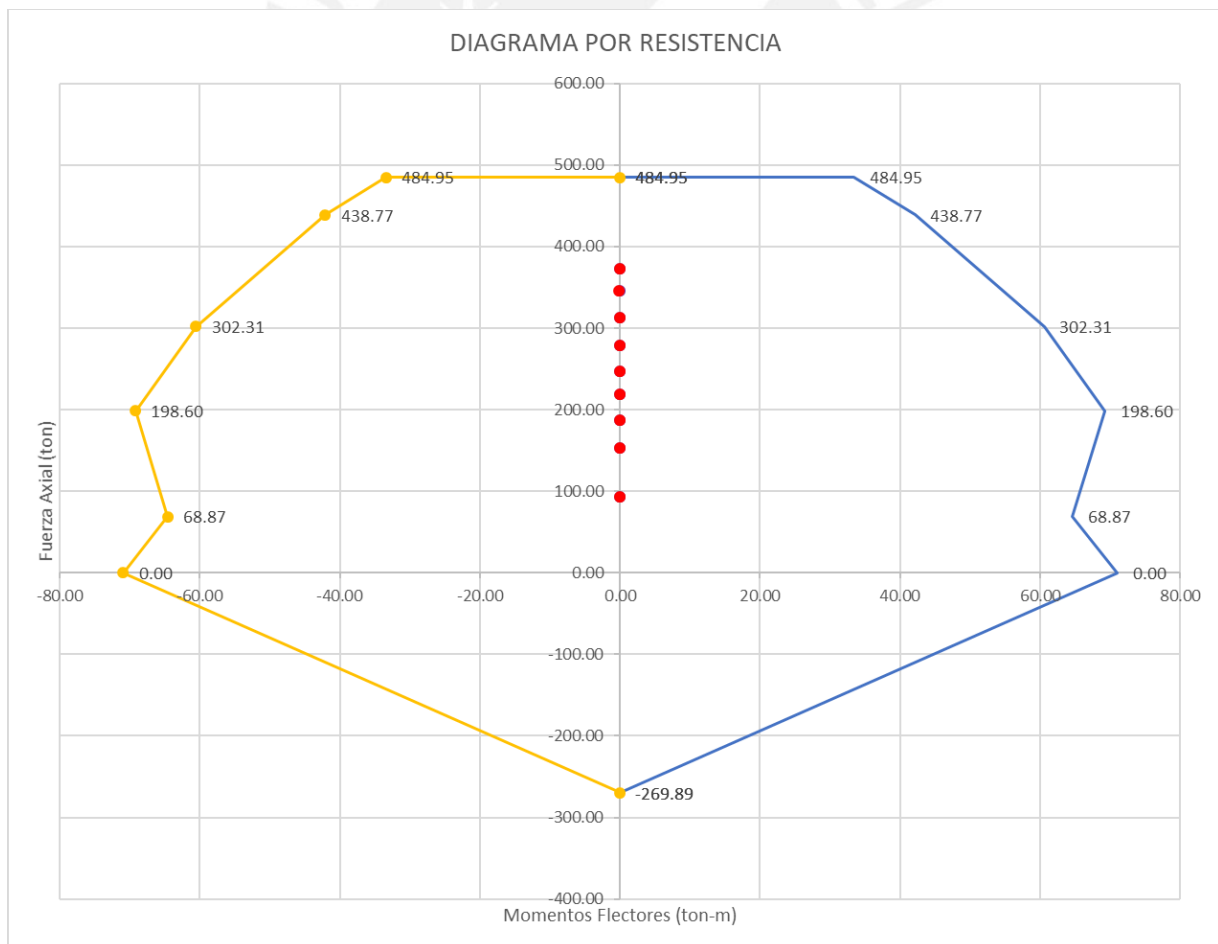


Figura 6.31. Diagrama por resistencia C-06 – primer tramo

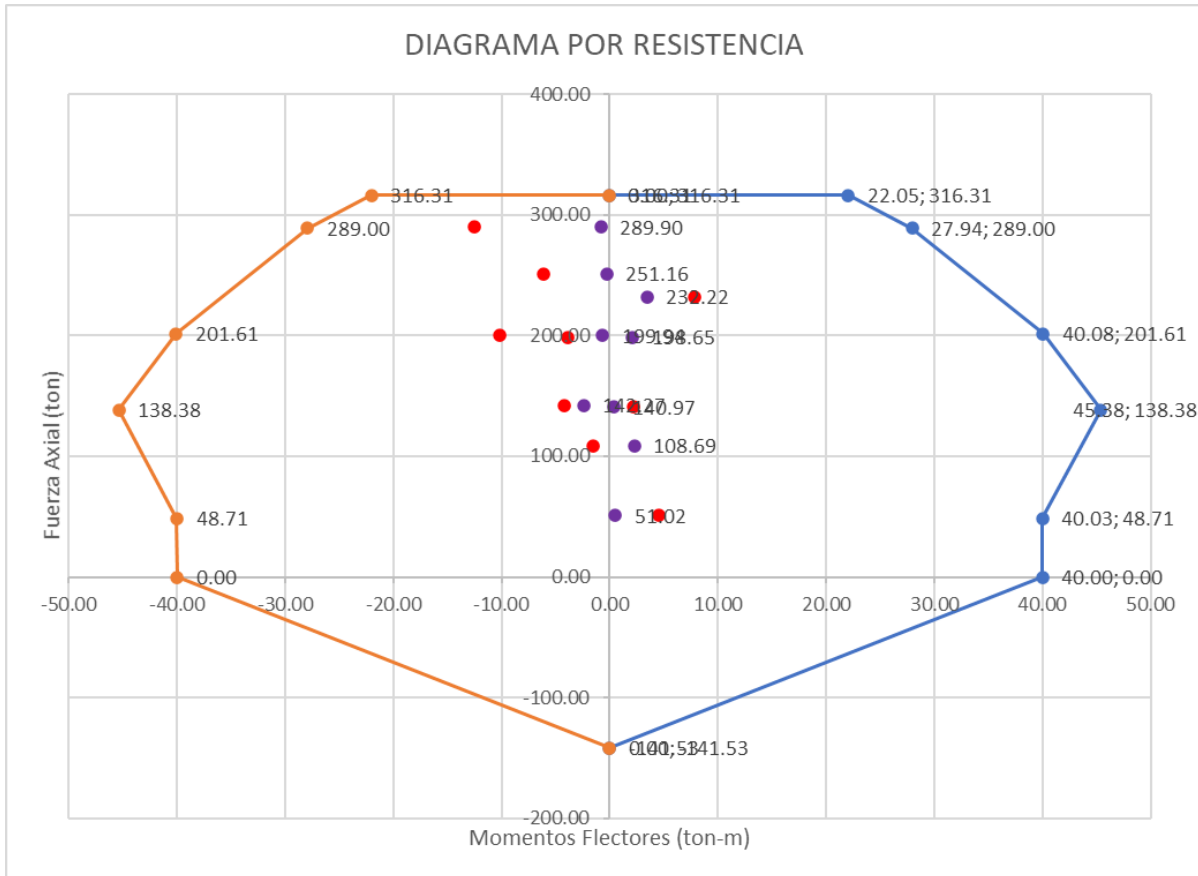


Figura 6.32. Diagrama por resistencia C-06 – segundo tramo

6.5.3 Verificación por cortante y capacidad

Al igual que para las vigas, se debe de realizar la verificación y diseño por capacidad, dichos procedimientos, como ya se mencionó, se obtienen del Capítulo 21 de la norma E.060.

Para elementos con carga axial importante la capacidad por cortante se determina de la siguiente manera

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \times \left(1 + \frac{N_u}{140 \times A_g} \right); \text{ siempre y cuando } P > 0.1 f'c A_g$$

Donde para obtener la fuerza axial última, se amplificará por 2.5 las cargas sísmicas, dicha carga axial última, debe proyectarse al diagrama nominal de manera que se pueda obtener el momento nominal correspondiente para posteriormente hallar la cortante última.

➤ Columna C-01:

Para la columna C-01 se analizará el segundo tramo, luego, se generalizará dicho criterio para la colocación del acero por corte.

Tabla 6.36. Cortantes por amplificación sísmica – segundo tramo

		Vx (ton)	Vy (ton)
COMBO 10*	1.25(CM+CV)+2.5CSX	5.16	1.53
COMBO 11*	1.25(CM+CV)-2.5CSX	-5.38	-5.50
COMBO 12*	1.25(CM+CV)+2.5CSY	2.73	12.95
COMBO 13*	1.25(CM+CV)-2.5CSY	-2.95	-16.92
COMBO 14*	0.9CM + 2.5CSX	5.23	2.33
COMBO 15*	0.9CM - 2.5CSX	-2.88	-16.12
COMBO 16*	0.9CM + 2.5CSY	2.80	13.75
COMBO 17*	0.9CM - 2.5CSY	-2.88	-16.12

De la tabla 6.31 se obtiene $P_u = 135.15$ ton, proyectando al nominal, se obtiene $M_n = 41.3$ ton-m. Con dicho valor se obtiene la cortante última, $V_u = (41.3+41.3) / 2.15 = 38.4$ ton. Comparando con las cortantes obtenidas de la tabla 6.36, se escoge el valor de 16.12 ton como cortante de diseño.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 25 \times 74 \times \left(1 + \frac{135150}{140 \times 25 \times 80} \right) = 20.7 \text{ ton}$$

Como $\phi V_c > V_u$ se procede a hacer el análisis por capacidad. Para dicho análisis la norma plantea la zona de confinamiento y el espaciamiento de estribos, dichas características se fijan en la tabla 6.37.

Tabla 6.37. Condiciones por corte y capacidad para C-01

Longitud de confinamiento (Lo)	
Hn / 6	= 2.15/6 ≈ 36 cm
Mayor dimensión de la sección	80 cm
50 cm	50 cm
Espaciamiento de estribos (s)	
8 db - longitudinal	= 8(1.59) ≈ 12 cm
1/2 menor dimensión de la sección	12.5 cm
10 cm	10 cm

En base a lo mostrado en la tabla 6.37, se concluye que la columna debe de confinarse a lo largo de 80 cm con la siguiente denominación: Ø3/8”: 1@0.05, 8@0.10, resto@0.20 m

➤ Columna C-06:

Tabla 6.38. Cortantes por amplificación sísmica – segundo tramo

		Vx (ton)	Vy (ton)
COMBO 10*	$1.25(CM+CV)+2.5CSX$	3.92	-3.04
COMBO 11*	$1.25(CM+CV)-2.5CSX$	-4.28	-6.38
COMBO 12*	$1.25(CM+CV)+2.5CSY$	0.91	2.21
COMBO 13*	$1.25(CM+CV)-2.5CSY$	-1.27	-11.63
COMBO 14*	$0.9CM + 2.5CSX$	4.01	-0.94
COMBO 15*	$0.9CM - 2.5CSX$	-1.18	-9.53
COMBO 16*	$0.9CM + 2.5CSY$	1.00	4.31
COMBO 17*	$0.9CM - 2.5CSY$	-1.18	-9.53

De la tabla 6.35 se obtiene $P_u = 289.90$ ton, proyectando al nominal, se obtiene $M_n = 19.4$ ton-m como $V_u = (19.4+19.4) / 2.15 = 18.1$ ton. Comparando con las cortantes obtenidas de la tabla 6.38, se escoge el valor de 11.63 ton como cortante de diseño

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 25 \times 64 \times \left(1 + \frac{289900}{140 \times 25 \times 70} \right) = 26.3 \text{ ton}$$

Como $\phi V_c > V_u$ se procede a hacer el análisis por capacidad.

Tabla 6.39. Condiciones por corte y capacidad para C-06

Longitud de confinamiento (Lo)	
Hn / 6	= 2.15/6 ≈ 36 cm
Mayor dimensión de la sección	70 cm
50 cm	50 cm
Espaciamiento de estribos (s)	
8 db - longitudinal	= 8(1.59) ≈ 12 cm
1/2 menor dimensión de la sección	12.5 cm
10 cm	10 cm

En base a lo mostrado en la tabla 6.39, se concluye que la columna debe de confinarse a lo largo de 70 cm con la siguiente denominación: Ø3/8”: 1@0.05, 7@0.10, resto@0.20 m

Luego de realizado los análisis pertinentes en la figura 6.33 se muestran las secciones y el acero instalado para cada columna analizada, señalando el tramo, acero longitudinal y la distribución de estribos.

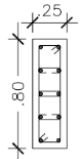
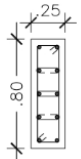
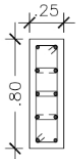
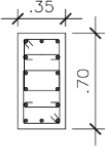
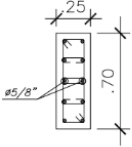
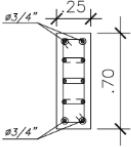
1° TRAMO	2° TRAMO	3° TRAMO
C-01	C-01	C-01
 <p>10ϕ5/8"</p> <p>2\square ϕ3/8" + 2C 3/8": 1$\textcircled{0}$.05, 8$\textcircled{0}$.10, Rsto. $\textcircled{0}$.20m $f'c=280$ Kg/cm²</p>	 <p>10ϕ5/8"</p> <p>2\square ϕ3/8" + 2C 3/8": 1$\textcircled{0}$.05, 8$\textcircled{0}$.10, Rsto. $\textcircled{0}$.20m $f'c=280$ Kg/cm²</p>	 <p>10ϕ5/8"</p> <p>2\square ϕ3/8" + 2C 3/8": 1$\textcircled{0}$.05, 8$\textcircled{0}$.10, Rsto. $\textcircled{0}$.20m $f'c=280$ Kg/cm²</p>
C-06	C-06	C-06
 <p>14ϕ1"</p> <p>2\square ϕ3/8" + 2C 3/8": 1$\textcircled{0}$.05, 7$\textcircled{0}$.10, Rsto. $\textcircled{0}$.20m $f'c=280$ Kg/cm²</p>	 <p>8ϕ3/4" + 2ϕ5/8"</p> <p>2\square ϕ3/8" + 2C 3/8": 1$\textcircled{0}$.05, 7$\textcircled{0}$.10, Rsto. $\textcircled{0}$.20m $f'c=280$ kg/cm²</p>	 <p>4ϕ3/4" + 6ϕ5/8"</p> <p>2\square ϕ3/8" + 2C 3/8": 1$\textcircled{0}$.05, 7$\textcircled{0}$.10, Rsto. $\textcircled{0}$.20m $f'c=280$ Kg/cm²</p>

Figura 6.33. Secciones de columnas diseñadas

6.6 Diseño de Placas

Para el diseño de placas se ejemplificarán las siguientes placas: las dos placas que componen la caja del ascensor y la placa PL-01, la cuál es una de las más cargadas. A fin de generar ahorro en la cuantía de acero, se plantean los mismos tramos que para las columnas, ya que es mejor tener un armado de los sótanos, otro que comprenda el primer piso y el primer sótano y finalmente, uno para los pisos superiores que recibirán menor carga axial.

6.6.1 Metrado de cargas para placa

En la figura 6.34 se aprecian las áreas tributarias para cada placa, estas se diferencian en colores rojo, amarillo y verde, para las placas PL-ASC1, PL-ASC2 y PL-01, respectivamente. Con dicha referencia, se plantean las tablas 6.40, 6.41 y 6.42 que describen los metrados de cada uno de estos elementos.

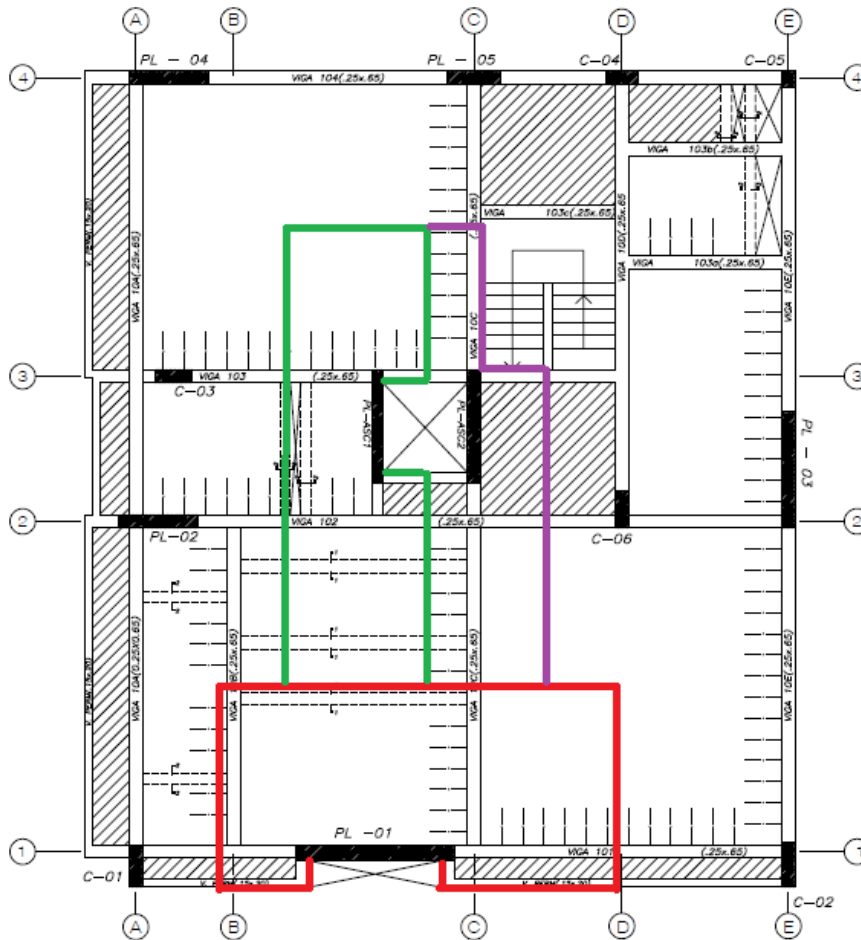


Figura 6.34. Áreas tributarias para las placas de ejemplo

En las tablas siguientes se realizará el metrado correspondiente al de los pisos superiores considerando que el área tributaria resulta del área encerrada menos el área de la sección.

Tabla 6.40. Metrado de cargas PL-ASC1 para pisos superiores

Placa PL-ASC1 (0.20x2.15) m - $A_t = 21.76 \text{ m}^2$		
CARGAS MUERTAS		
Peso propio	2.40 x 2.80 x 0.20 x 2.15	2.89 ton
Peso aligerado en 1 dirección	0.30 x 11	3.30 ton
Peso aligerado en 2 direcciones	0.32 x 7.31	2.34 ton
Peso losa maciza	0.48 x 0.48	0.23 ton
Peso de vigas	0.25 x 0.65 x 2.40 x 5.22	2.04 ton
Peso de viga asc.	0.20 x 0.20 x 2.40 x 6.40	0.61 ton
Peso viga chata	0.25 x 0.20 x 2.40 x 5.2	0.62 ton
Piso terminado	0.10 x 21.76	2.18 ton
Tabiquería	0.15 x 21.76	3.26 ton
CARGAS VIVAS		
Sc vivienda	0.20 x 21.76	4.35 ton

Tabla 6.41. Metrado de cargas PL-ASC2 para pisos superiores

Placa PL-ASC2 (0.25x2.15) m - At = 14.69 m ²		
CARGAS MUERTAS		
Peso propio	2.40 x 2.80 x 0.25 x 2.15	3.61 ton
Peso aligerado en 1 dirección	0.30 x 2.40	0.72 ton
Peso aligerado en 2 direcciones	0.32 x 5.98	1.92 ton
Peso losa maciza	3.67 x 0.48	1.76 ton
Peso de vigas	0.25 x 0.65 x 2.40 x 8.63	3.37 ton
Peso de viga asc.	0.20 x 0.20 x 2.40 x 0.80	0.07 ton
Peso viga chata	0.25 x 0.20 x 2.40 x 1.60	0.19 ton
Piso terminado	0.10 x 14.69	1.47 ton
Tabiquería	0.15 x 14.69	2.20 ton
CARGAS VIVAS		
Sc vivienda	0.20 x 14.69	2.94 ton

Tabla 6.42. Metrado de cargas PL-01 para pisos superiores

Placa PL-ASC2 (0.30x3.00) m - At = 26.54 m ²		
CARGAS MUERTAS		
Peso propio	2.40 x 2.80 x 0.30 x 3.00	6.05 ton
Peso aligerado en 1 dirección	0.30 x 12.25	3.68 ton
Peso aligerado en 2 direcciones	0.32 x 7.80	2.50 ton
Peso losa maciza	0.48 x 1.82	0.87 ton
Peso de vigas	0.25 x 0.65 x 2.40 x 11.55	4.50 ton
Peso de viga perim.	0.20 x 0.15 x 2.40 x 4.55	0.33 ton
Peso viga chata	0.25 x 0.20 x 2.40 x 4.30	0.52 ton
Piso terminado	0.10 x 26.54	2.65 ton
Tabiquería	0.15 x 26.54	3.98 ton
CARGAS VIVAS		
Sc vivienda	0.20 x 26.54	5.31 ton

6.6.2 Diseño por flexocompresión

El diseño por flexocompresión tiene la misma idea que para una columna, con las cargas obtenidas de las combinaciones de carga se debe cotejar el acero instalado. Para los 3 casos se verificará que el acero cumpla con todas las condiciones en el primer nivel.

Por consideraciones constructivas y no sobredimensionar la cuantía de acero en estos elementos verticales se considerarán tres tramos, los cuales serán distribuidos de la siguiente manera.

- 1° Tramo: Desde Cisterna hasta el Sótano 3
- 2° Tramo: Desde el Sótano 2 hasta el 1° Nivel
- 3° Tramo: Desde el 1° Nivel hasta el último nivel (considerándose azotea)

6.6.3 Verificación por cortante y capacidad

La verificación por cortante sirve para obtener la cuantía necesaria para el acero longitudinal y transversal, mientras que la verificación por capacidad busca obtener secciones dúctiles que permitan desarrollar la capacidad del acero. Este procedimiento se basa en las siguientes fórmulas.

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c x \sqrt{f'_c}); \quad \begin{array}{l} \alpha = 0.53 \text{ para placas esbeltas } \left(\frac{hw}{lw} \geq 2\right) \\ \alpha = 0.80 \text{ para placas robustas } \left(\frac{hw}{lw} \leq 1.5\right) \end{array}$$

Siguiendo el procedimiento, se debe de considerar que la cortante última de diseño debe de ser menor o igual al valor de ϕV_c , dichas ecuaciones se muestran a continuación.

$$V_{ud} = V_{uc} \left(\frac{M_n}{M_{ua}}\right); \text{ donde la terminación } ua: \text{ último actuante}$$

Donde el factor M_n/M_{ua} debe de ser menor a R_o , además, el momento nominal se obtiene de proyectar la carga axial última en el diagrama de interacción nominal.

6.6.4 Análisis de elementos de borde

Para verificar el uso de elementos de borde se debe cumplir que el valor del eje neutro (C) sea mayor al valor del Cl_{im} , en ese caso se deberá de confinar, por recomendaciones de la bibliografía tomar un 15% de la longitud es un valor adecuado.

$$Cl_{im} \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm}\right)}; \quad \begin{array}{l} C > Cl_{im} \rightarrow \text{necesita de elementos de borde} \\ C < Cl_{im} \rightarrow \text{no es necesario elementos de borde} \end{array}$$

$$L = \frac{C}{2} \text{ o } C - 0.1lm$$

Donde L es la longitud del elemento de borde y el valor de C es obtenido a partir de obtener el centroide a partir de la carga axial máxima.

- PL-01 (0.30x3.00) m

En la figura 6.35, se muestra el acero instalado previamente, con el cual se realizan las verificaciones por flexocompresión, cortante y capacidad.

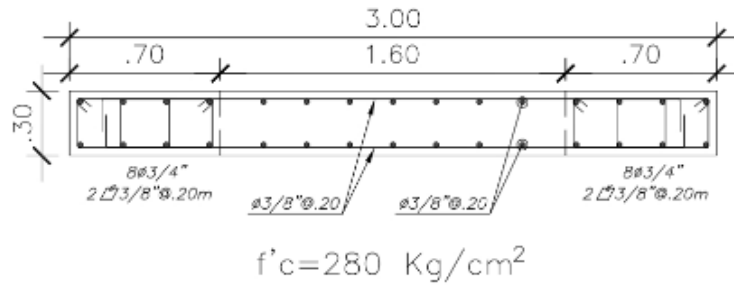


Figura 6.35. Acero preliminar instalado para la PL-01 en toda la altura

En las tablas 6.43 y 6.44 se muestran las cargas actuantes y sus combinaciones, las cuales deben de caer dentro del diagrama de interacción planteado en la figura 6.36 correspondiente al armado de acero de la figura 6.35.

Tabla 6.43. Cargas actuantes sobre la PL-01 – segundo tramo

	P (ton)	Mx (ton-m)	Vx (ton)	My (ton-m)	Vy (ton)
CM	163.9	20.84	-0.45	-1.90	-1.02
CV	31.9	7.87	0.15	-0.64	-0.38
SISMO X	-44.3	243.68	45.01	0.86	0.36
SISMO Y	-31.3	131.40	24.70	9.31	3.11

Tabla 6.44. Combinación de cargas actuantes sobre la PL-01

		P (ton)	Mx (ton-m)	Vx (ton)	My (ton-m)	Vy (ton)
COMBO 1	1.4+1.7CV	283.8	42.6	-0.4	-3.8	-2.1
COMBO 2	1.25(CM+CV)+CSX	200.6	279.6	44.6	-2.3	-1.4
COMBO 3	1.25(CM+CV)-CSX	289.1	445.8	81.1	9.6	3.1
COMBO 4	1.25(CM+CV)+CSY	213.5	167.3	24.3	6.1	1.3
COMBO 5	1.25(CM+CV)-CSY	276.2	-95.5	-25.1	-12.5	-4.9
COMBO 6	0.9CM + CSX	103.3	262.4	44.6	-0.9	-0.6
COMBO 7	0.9CM - CSX	191.8	-224.9	-45.4	-2.6	-1.3
COMBO 8	0.9CM + CSY	116.2	150.2	24.3	7.6	2.2
COMBO 9	0.9CM - CSY	178.9	-112.6	-25.1	-11.0	-4.0

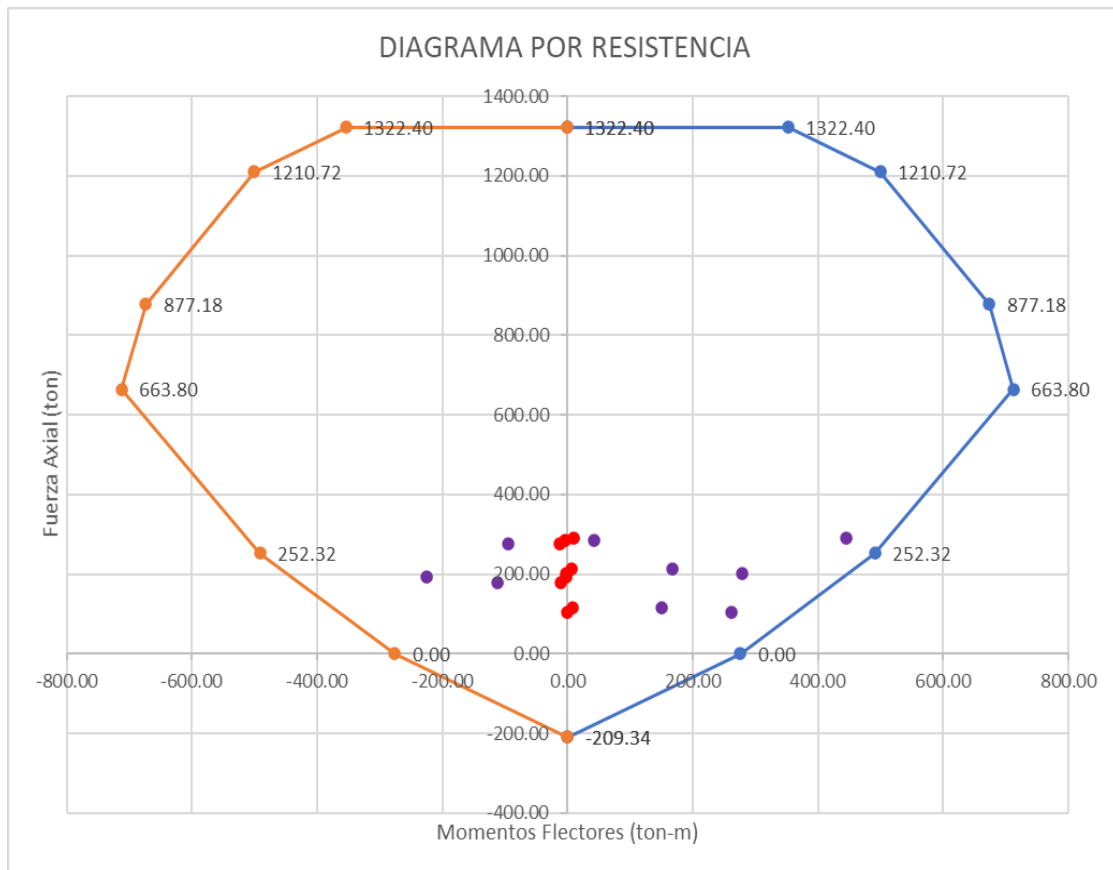


Figura 6.36. Diagrama por resistencia para la PL-01

En la figura 6.36, se puede observar que todas las cargas obtenidas caen dentro del diagrama de interacción por resistencia, por lo tanto, también caen dentro del diagrama nominal, concluyendo que dicho acero instalado satisface el comportamiento estructural.

Para la verificación por cortante, se tiene lo siguiente:

$hw = 19.60$ m y $lw = 3.00$ m; por lo tanto, $hw/lw = 6.5 > 2$ es una placa esbelta obteniendo un $\alpha=0.53$.

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c x \sqrt{f'c}) = 30 \times 300 (0.53 \times \sqrt{280}) = 79.8 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 79.82 = 67.8 \text{ ton}$$

De la tabla 6.44, y el combo 3 se obtienen los valores para cargas últimas como son $P_u=289$ ton, $M_u=446$ ton-m y $V_u=81.1$ ton, proyectando el valor de P_u en el diagrama nominal, se obtiene el valor de $M_n=511$ ton-m. Utilizando dichos valores se procede a calcular el valor de la cortante última de diseño.

$$V_{ud} = V_{uc} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) = 81.1 \times \frac{511}{446} = 81.1 \times 1.15 = 93.3 \text{ ton}$$

De la fórmula anterior se observa que el factor $M_n/M_u < 6$, por lo que cumple con la normativa, también como $V_{ud} > \phi V_c$ la cuantía mínima horizontal y vertical será 0.0025, calculando el espaciamiento del refuerzo horizontal

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{93.3}{0.85} - 79.8 = 30 \text{ ton} ; s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{(0.71 \times 2) \times 4200 \times 300}{30000} = 60 \text{ cm}$$

Como este espaciamiento resulta exagerado, se debe de evaluar el valor de V_u que permita obtener la cuantía mínima con la que se pueda trabajar la sección.

$$V_{lim} = 0.27 \times A_{cw} \times \sqrt{f'_c} = 40.7 \text{ ton}$$

$$V_u > V_{lim} \rightarrow \rho_h = 0.0025 \text{ y } \rho_v = 0.0025$$

Considerando que las cuantías a instalar resultar ser las mínimas y el espesor del muro ser mayor a 20 cm, se deberá de colocar doble malla en cada sentido, siendo la cuantía por cada cara igual a 3.75 cm^2 lo que representa una cuantía de $\phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$ en cada cara.

Para el análisis de núcleos se debe de verificar la condición crítica, con el P_u de diseño, evaluando dicha carga en el caso más desfavorable, se obtiene $c=60.5 \text{ cm}$. Como el valor de $\delta u/hm < 0.005$, se utiliza 0.005.

$$C_{lim} = \frac{L_m}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)} = \frac{300}{600(0.005)} = 100 \text{ cm}$$

Como $C < C_{lim}$, no es necesario colocar núcleos de confinamiento, sin embargo, según recomendaciones técnicas se opta por colocar núcleos de confinamiento de todas maneras que cubran un aproximado del 15% de la longitud de la placa. Luego estos núcleos deben ser confinados por seguridad, dicho confinamiento se detalla en la tabla 6.45.

Tabla 6.45. Espaciamiento de estribos en los núcleos

Zona de confinamiento – estribos	
12db longitudinal	12 (1.59) \approx 19 cm
Menor dimensión del elemento de borde	20 cm
25 cm	25 cm

Finalmente, en la figura 6.37 se presenta la distribución del acero en la placa PL-01 a lo largo de los tres tramos indicados de igual forma que para las columnas.

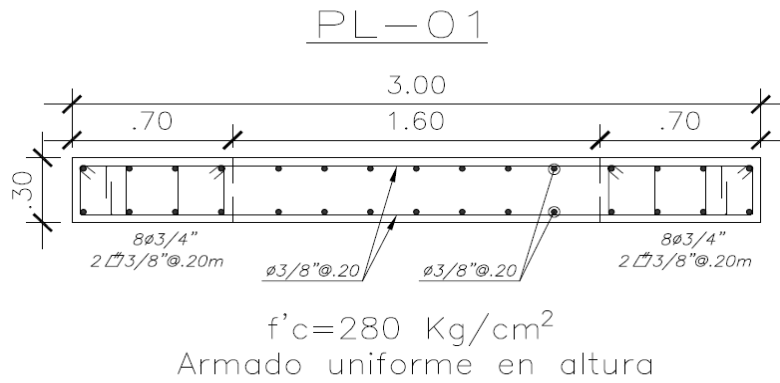


Figura 6.37. Diseño final para la placa PL-01

- PL-ASC1 (0.20x2.15) m

En la figura 6.38, se muestra la sección con el acero instalada

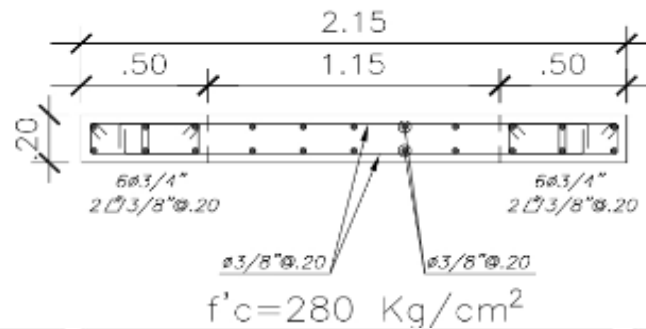


Figura 6.38. Acero instalado para la PL-ASC1 en toda la altura

En las tablas 6.46 y 6.47 se muestran las cargas actuantes y sus combinaciones, de igual forma, la figura 6.39 que representa el diagrama de interacción conteniendo las fuerzas obtenidas de la tabla 6.47.

Tabla 6.46. Cargas actuantes sobre la PL-ASC1

	P (ton)	Mx (ton-m)	Vx (ton)	My (ton-m)	Vy (ton)
CM	88.0	-0.271	-0.211	3.075	1.536
CV	14.1	-0.162	-0.119	1.587	0.494
SISMO X	-6.326	3.933	2.785	12.295	4.675
SISMO Y	-29.3	0.338	0.256	105.1	20.5

Tabla 6.47. Combinación de cargas actuantes sobre la PL-ASC1

		P (ton)	Mx (ton-m)	Vx (ton)	My (ton-m)	Vy (ton)
COMBO 1	1.4+1.7CV	147.2	-0.66	-0.50	7.00	2.99
COMBO 2	1.25(CM+CV)+CSX	121.3	3.39	2.37	18.12	7.21
COMBO 3	1.25(CM+CV)-CSX	134.0	5.05	3.59	122.5	26.93
COMBO 4	1.25(CM+CV)+CSY	98.4	-0.20	-0.16	110.9	23.01
COMBO 5	1.25(CM+CV)-CSY	157.0	-0.88	-0.67	-99.29	-17.93
COMBO 6	0.9CM + CSX	72.9	3.69	2.60	15.06	6.06

COMBO 7	0.9CM - CSX	85.5	-4.18	-2.97	-9.53	-3.29
COMBO 8	0.9CM + CSY	49.9	0.09	0.07	107.9	21.85
COMBO 9	0.9CM - CSY	108.5	-0.58	-0.45	-102.4	-19.09

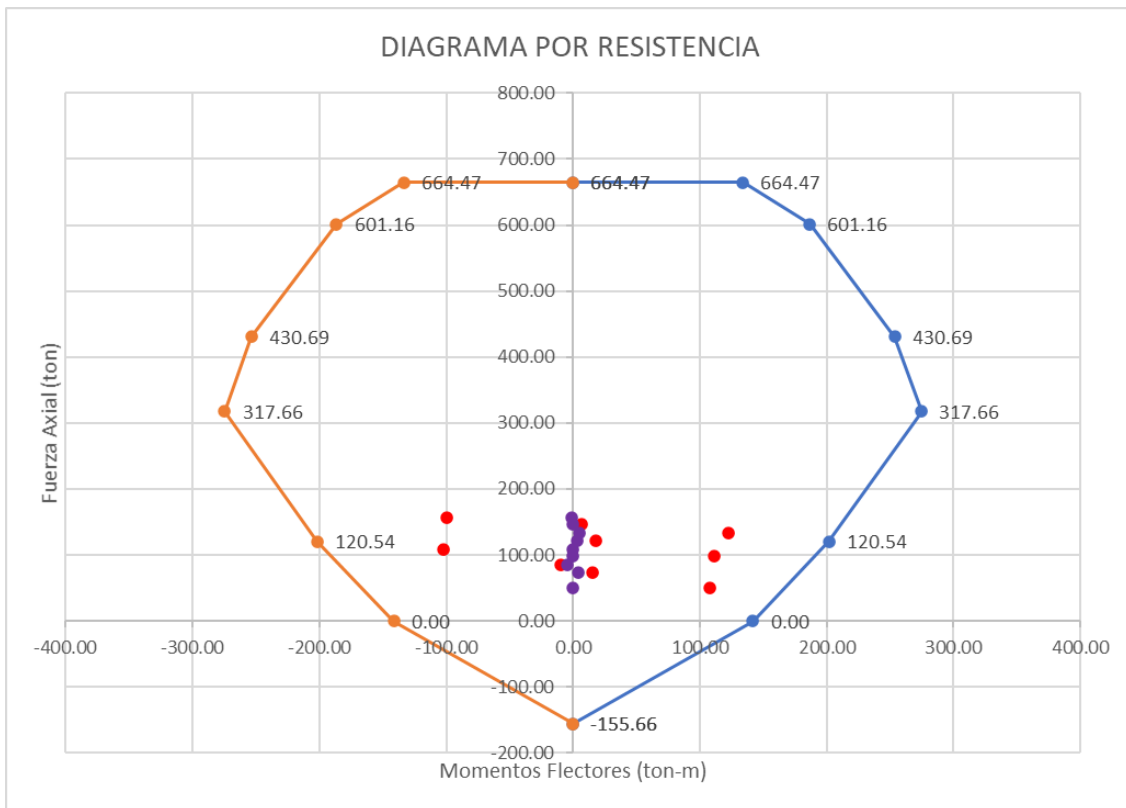


Figura 6.39. Diagrama por resistencia para la PL-ASC1

Para la verificación por cortante, se tiene lo siguiente:

$hw = 19.60$ m y $lw = 2.15$ obteniendo $hw/lw = 9.11 > 2$ es una placa esbelta obteniendo un $\alpha=0.53$.

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c x \sqrt{f'c}) = 20 \times 215 (0.53 \times \sqrt{280}) = 38.13 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 38.13 = 32.41 \text{ ton}$$

De la tabla 6.47, y el combo 5 se obtienen los valores para cargas últimas como son $P_u=157$ ton, $M_u=99.3$ ton-m y $V_u=17.9$ ton, proyectando el valor de P_u en el diagrama nominal, se obtiene el valor de $M_n=215$ ton-m.

$$V_{ud} = V_{uc} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) = 17.9 \times \frac{215}{99.3} = 17.9 \times 2.17 = 38.8 \text{ ton}$$

De la fórmula anterior se observa que el factor $M_n/M_u < 6$, por lo que cumple con la normativa, además, $V_u > \phi V_c$ por lo tanto se recomienda utilizar la cuantía mínima horizontal y vertical de

0.0025. Luego se evalúa el valor de la cortante última, con la cual se define el valor de la cuantía mínima necesaria.

$$\text{Si: } Vu < 0.27\sqrt{f'c} \times Acw \rightarrow \rho h = 0.0020$$

$$\text{Si: } Vu > 0.27\sqrt{f'c} \times Acw \rightarrow \rho h = 0.0025$$

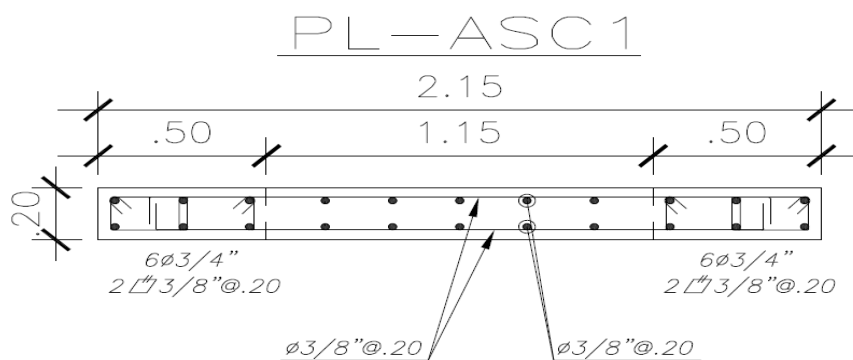
Como $Vu > 19.4 \text{ ton}$, la cuantía mínima horizontal será 0.0025

Aplicando el mismo razonamiento que para la placa anterior, debido a que se debe instalar la cuantía mínima se colocará la siguiente denominación: $\text{Ø}3/8'' @ 0.20 \text{ m}$.

Con el $Pu=157 \text{ ton}$, se obtiene un valor de $c=50 \text{ cm}$. Como el valor de $\delta u/hm < 0.005$, se utiliza 0.005.

$$Clim = \frac{Lm}{600\left(\frac{\delta u}{hm}\right)} = \frac{215}{600(0.005)} = 71.7 \text{ cm}$$

Como $C < Clim$, no se necesitan núcleos de confinamiento, pero se adopta el razonamiento de un aproximado del 15% de la luz de la placa, teniendo el acero colocado que se muestra en la figura 6.40.



$$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

Armado uniforme en altura

Figura 6.40. Diseño final para la placa del ascensor PL-ASC01

➤ PL-ASC2 (0.25x2.15) m

En la figura 6.41, se muestra la sección con el acero instalada preliminarmente.

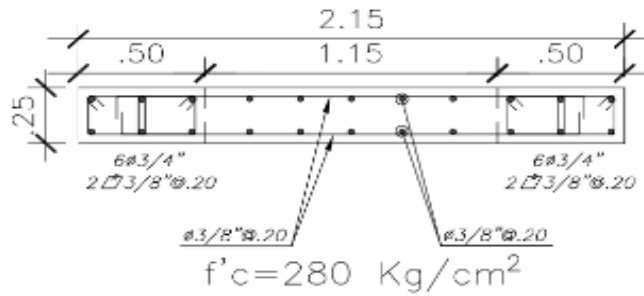


Figura 6.41. Acero instalado para la PL-ASC2

En las tablas 6.48 y 6.49 se muestran las cargas actuantes y sus combinaciones, de igual forma, la figura 6.42 que representa el diagrama de interacción conteniendo las fuerzas obtenidas de la tabla 6.49.

Tabla 6.48. Cargas actuantes sobre la PL-ASC2

	P (ton)	Mx (ton-m)	Vx (ton)	My (ton-m)	Vy (ton)
CM	275.8	2.062	1.612	-0.962	-0.437
CV	59.0	0.795	0.563	-0.483	-0.164
SISMO X	-47.4	5.625	3.672	7.827	2.890
SISMO Y	-32.6	0.655	0.486	111.0	23.0

Tabla 6.49. Combinación de cargas actuantes sobre la PL-ASC2

		P (ton)	Mx (ton-m)	Vx (ton)	My (ton-m)	Vy (ton)
COMBO 1	1.4+1.7CV	486.5	4.24	3.21	-2.17	-0.89
COMBO 2	1.25(CM+CV)+CSX	371.1	9.20	6.39	6.02	2.14
COMBO 3	1.25(CM+CV)-CSX	466.0	8.68	5.78	120.2	26.39
COMBO 4	1.25(CM+CV)+CSY	386.0	4.23	3.20	109.2	22.23
COMBO 5	1.25(CM+CV)-CSY	451.1	2.92	2.23	-112.8	-23.73
COMBO 6	0.9CM + CSX	200.8	7.48	5.12	6.96	2.50
COMBO 7	0.9CM - CSX	295.7	-3.77	-2.22	-8.69	-3.28
COMBO 8	0.9CM + CSY	215.7	2.51	1.94	110.2	22.59
COMBO 9	0.9CM - CSY	280.8	1.20	0.96	-111.9	-23.37

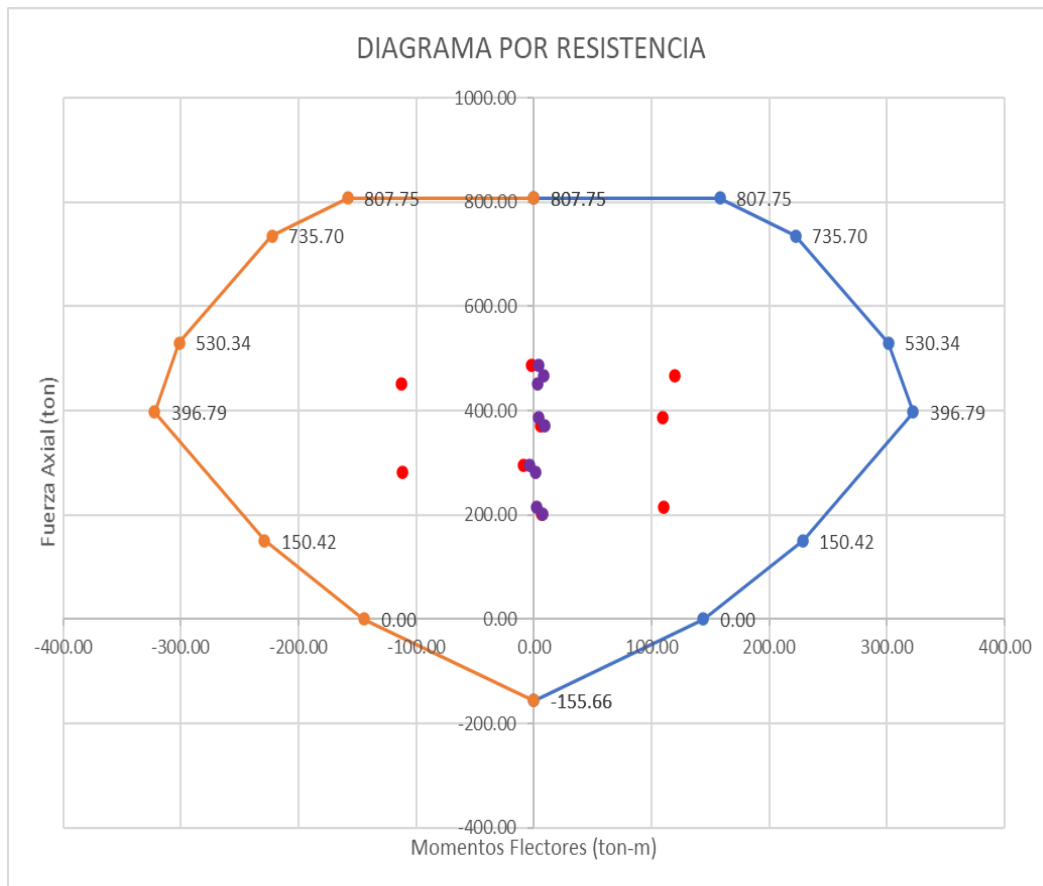


Figura 6.42. Diagrama por resistencia para la PL-ASC2

Para la verificación por cortante, tiene similares características a la placa anterior, por lo tanto, también es una placa esbelta.

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c x \sqrt{f'c}) = 25 \times 215 (0.53 \times \sqrt{280}) = 47.7 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 47.7 = 40.5 \text{ ton}$$

De la tabla 6.49, y el combo 3 se obtienen los valores para cargas últimas como son $P_u=466$ ton, $M_u=120$ ton-m y $V_u=26.4$ ton, proyectando el valor de P_u en el diagrama nominal, se obtiene el valor de $M_n=312$ ton-m.

$$V_{ud} = V_{uc} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) = 26.4 \times \frac{312}{120} = 26.4 \times 2.6 = 68.6 \text{ ton}$$

De la fórmula anterior se observa que el factor $M_n/M_u < 6$, por lo que cumple con la normativa.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{68.6}{0.85} - 47.7 = 33 \text{ ton} ; s = \frac{A_v x f_y x d}{V_s} = \frac{(0.71 \times 2) \times 4200 \times 215}{33000} = 39 \text{ cm}$$

Aplicando el razonamiento empleado en las placas anteriores, se puede verificar que para esta placa también se utilizará el acero mínimo.

Con el $P_u=466$ ton, se obtiene un valor de $c=94$ cm. Como el valor de $\delta u/hm < 0.005$, se utiliza 0.005.

$$C_{lim} = \frac{Lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)} = \frac{215}{600(0.005)} = 71.7 \text{ cm}$$

Como $C > C_{lim}$, se necesitan núcleos de confinamiento, los cuales se determinan con la siguiente fórmula: $L = C/2 = 47$ cm, por lo tanto, aproximando al entero superior, colocando 50 cm de núcleos es correcto. Finalmente, en la figura 6.43 se muestra el diseño final.



Figura 6.43. Diseño final para la placa del ascensor PL-ASC02

CAPÍTULO 7: CIMENTACIONES

7.1 Diseño de la cimentación

Como consideración principal para el diseño de la cimentación se debe de tener en cuenta la capacidad portante asumida en el comienzo del diseño, correspondiente al análisis de su ubicación. Al encontrarse en Lima, principalmente se cuenta con conglomerados producto de la actividad fluvial del Río Rímac, con una capacidad portante de 4 Kg/cm^2 o 40 ton/m^2 .

Siguiente las recomendaciones de la norma, para el diseño considerando el caso sísmico se puede considerar de 30 a 33% adicional de la capacidad ya que al ser un evento fortuito y de corta duración no tendrá mucha injerencia, sin embargo, se deben de realizar las verificaciones pertinentes. El diseño se comienza asumiendo todas zapatas aisladas considerando un área proporcional al peso obtenido por carga muerta y viva aumentada en 5%. En la figura 7.1 se muestra el esquema de la cimentación, en la que se verificará las zapatas mencionadas en cada ítem inferior.

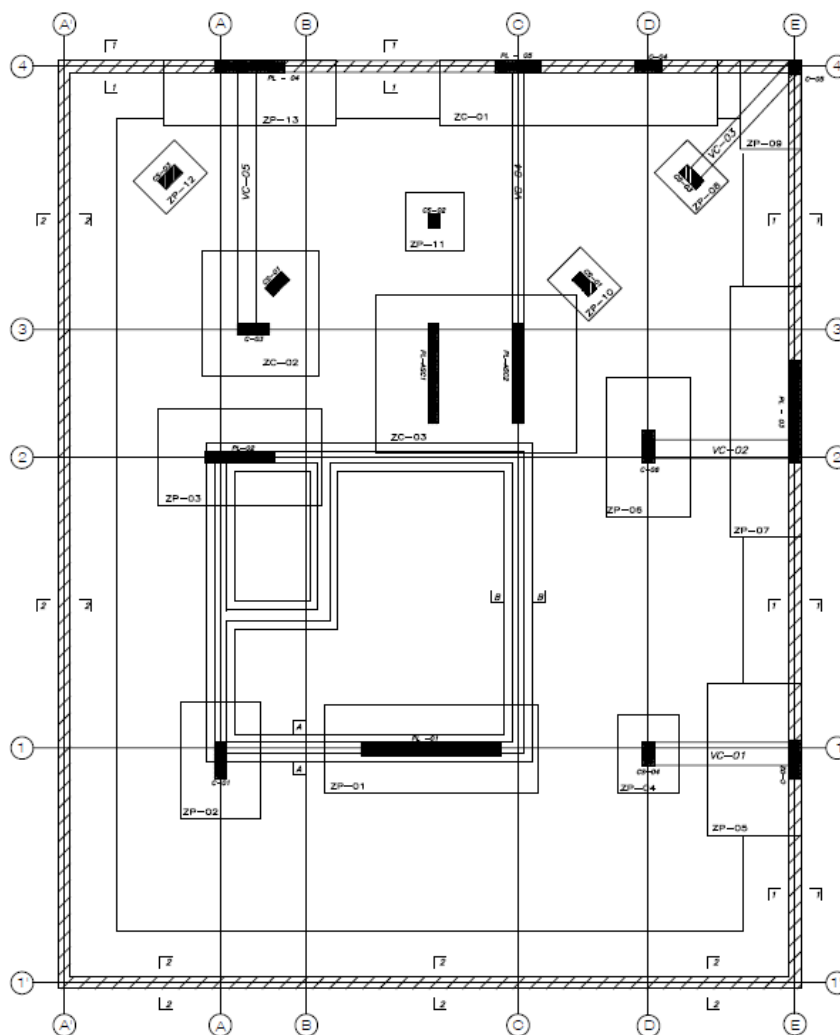


Figura 7.1. Esquema de la cimentación

7.2 Verificación por punzonamiento y cortante

➤ PUNZONAMIENTO:

Debido a que las zapatas no llevan estribos de confinamiento deben de cumplir la ecuación por resistencia $V_u \leq \phi V_c$ contando únicamente la capacidad del concreto armado. El punzonamiento en las zapatas se evalúa a una distancia $d/2$ de la cara de la columna o placa con el fin de obtener el área por punzonamiento.

Fórmulas para la verificación de punzonamiento:

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

- b_o : perímetro de la zona de punzonamiento

- A_o : área de punzonamiento

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

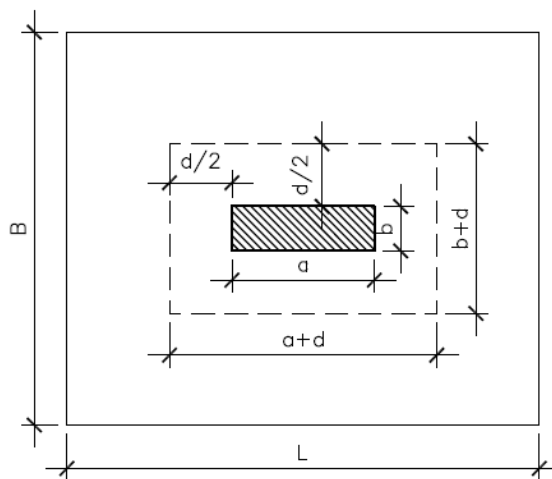


Figura 7.2. Sección de análisis por punzonamiento para una zapata aislada

➤ CORTANTE:

Al igual que para la condición anterior se debe de cumplir que $V_u \leq \phi V_c$; ya que por criterio en las cimentaciones no debe de llevar estribos. La fuerza cortante es evaluada a una distancia igual al peralte efectivo (d) de la cara de la columna o placa para aquella longitud en la que se tenga volado más desfavorable. Esto se verificará con las siguientes fórmulas:

$$- V_u = \sigma_u. \text{ Acrítica}$$

$$- \phi V_c = 0.85 (0.53 * \sqrt{f'_c} b d)$$

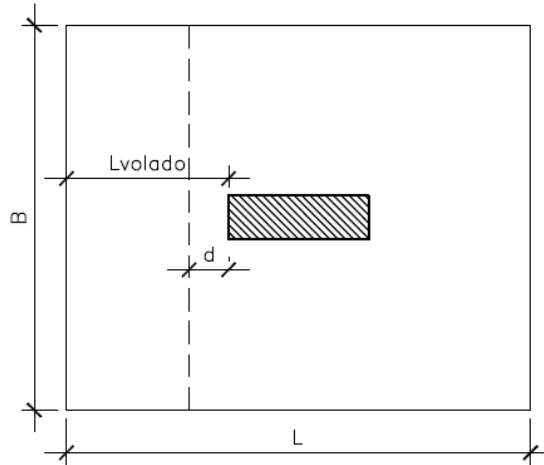


Figura 7.3. Sección de análisis por cortante para una zapata aislada

Estos casos mencionados anteriormente, se toman en cuenta para zapatas combinadas con la salvedad que el caso de cortante se evaluará para el volado más desfavorable, ya sea a la izquierda o derecha. Para el caso del punzonamiento, este se verifica para cada columna, debiendo de cumplir para el mismo peralte efectivo.

7.3 Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se debe de verificar que el momento producido por el esfuerzo máximo deba ser igual al valor del momento nominal. Dichos conceptos se especifican en las siguientes fórmulas.

$$M_u = \frac{\sigma_u \cdot L_{volado}^2}{2} \leq \phi M_n$$

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

Acotando que el valor del acero mínimo se calcula con el valor de 0.0018

7.4 Diseño para una zapata aislada

A modo de ejemplificación se tomará en cuenta la zapata aislada correspondiente a la placa PL-01, llamada ZP-01. Aplicando lo explicado anteriormente, considerando el 90% de la capacidad del suelo se procede a calcular un área tentativa en base a las cargas actuantes mostradas en la tabla 7.1.

Tabla 7.1. Cargas de la placa PL-01

CARGAS	P(ton)	Mx-x (ton-m)	My-y (ton-m)
Muerta	244.26	1.340	-0.064
Viva	58.85	-0.039	-0.021
Sismo X	-45.34	0.012	0.002
Sismo Y	-32.37	0.006	0.017

$$A = \frac{1.05P_T}{0.90\sigma_{adm.}} = \frac{1.05 (244.26 + 58.85)}{0.9 \times 40} = 8.84 \text{ cm}^2$$

Buscando tener volados iguales en ambas direcciones, se consideran las medidas en planta de 4.60 x 1.90 m, obteniendo 80 cm de volado en cada dirección, además, dicha zapata tendrá un área igual a 8.74 cm², como el primer cálculo es un aproximado, dicha sección se verificará a continuación.

1° Verificación – sin sismo:

$$\sigma_x = \frac{P}{BL} + \frac{6M}{BL^2} = \frac{303 \times 1.05}{1.90 \times 4.60} + \frac{6(1.34 - 0.039)}{1.90 \times 4.60^2} = 36.41 + 0.194 = 36.6 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2$$

2° Verificación – con sismo en X:

$$\sigma_x = \frac{P}{BL} + \frac{6M_x}{BL^2} + \frac{6M_y}{B^2L} = \frac{349 \times 1.05}{1.90 \times 4.60} + \frac{6(1.34 - 0.039 + 0.012)}{1.90 \times 4.60^2} + \frac{6(-0.064 - 0.021)}{1.90^2 \times 4.60}$$

$$\sigma_x = 41.86 + 0.196 - 0.031 = 42.0 \text{ ton/m}^2 > 40 \text{ ton/m}^2$$

En este caso se observa que el esfuerzo es mayor al admisible, sin embargo, para los casos de sismo se puede aumentar la capacidad en un 30%, siendo esta igual a 52 ton/m², entonces pasa la verificación.

3° Verificación – con sismo en Y:

$$\sigma_x = \frac{P}{BL} + \frac{6M_x}{BL^2} + \frac{6M_y}{B^2L} = \frac{336 \times 1.05}{1.90 \times 4.60} + \frac{6(1.34 - 0.039)}{1.90 \times 4.60^2} + \frac{6(-0.064 - 0.021 + 0.017)}{1.90^2 \times 4.60}$$

$$\sigma_x = 40.37 + 0.194 - 0.025 = 40.5 \text{ ton/m}^2 > 40 \text{ ton/m}^2$$

Una vez obtenidos los valores de los esfuerzos, se procede a utilizar un factor de amplificación entre 1.4 y 1.7 para el caso sin sismo, mientras que para los otros un valor de 1.25, tomando el mayor valor como esfuerzo de diseño. Esto se plasma en la tabla 7.2.

Tabla 7.2. Esfuerzo último de diseño para zapata aislada

Verif.	σ (ton/m ²)	factor	σ_u (ton/m ²)
1	36.6	1.6	58.6
2	42.0	1.25	52.5
3	40.5	1.25	50.6

- Verif. por Punzonamiento:

Asumiendo un peralte efectivo de 60 cm, volados iguales de 80 cm se obtienen las siguientes medidas:

$$b_o = 2(3.60) + 2(0.90) = 9 \text{ m} \quad A_o = 3.60 \times 0.90 = 3.24 \text{ m}^2 \quad A_T = 4.60 \times 1.90 = 8.74 \text{ m}^2$$

$$V_u = 58.6 (8.74 - 3.24) = 322 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85(1.06\sqrt{280} \times 900 \times 60) = 814137 \text{ kg} = 814 \text{ ton}$$

Por lo tanto, como $\phi V_c > V_u$ cumple con la condición de punzonamiento.

- Verif. por Cortante:

$$V_u = 58.6 (1.90 \times (0.80 - 0.60)) = 22.3 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53\sqrt{280} \times 190 \times 60) = 85937 \text{ kg} = 85.9 \text{ ton}$$

Como cumple las dos verificaciones anteriores, considerar un peralte efectivo de 60 cm es conveniente.

- Diseño por flexión:

Se debe de verificar el momento generado por el volado en la sección.

$$M_u = \frac{\sigma_u \cdot L_{volado}^2}{2} = \frac{58.6 \times 0.80^2}{2} = 18.8 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c x b}} = 1.48 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{18.8 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times \left(60 - \frac{1.48}{2}\right)} \rightarrow A_s = 8.39 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo resulta $0.0018 \times 100 \times 70 = 12.6 \text{ cm}^2$, por lo tanto, en dicha zapata se debe de trabajar con el acero mínimo, el cual expresado en denominación resulta $1\phi 3/4'' @ 0.20 \text{ m}$. En la figura 7.4 se muestra el armado de dicha zapata.

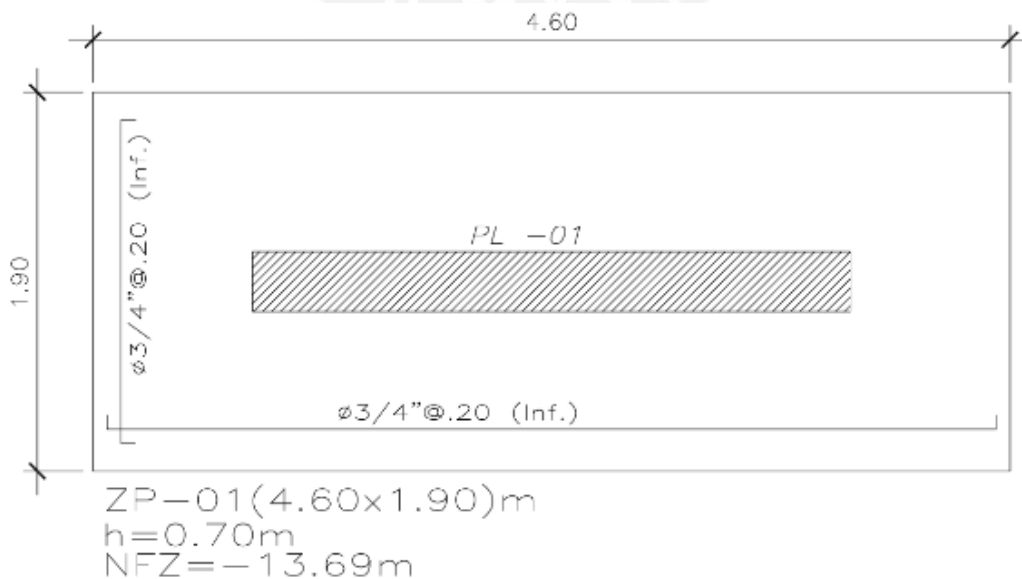


Figura 7.4. Sección con acero instalado zapata ZP-01

7.5 Diseño para una zapata combinada

Para este caso se analizará la zapata combinada ZC-01 que comprende la columna C-04 y la placa PL-05, teniendo una luz entre elementos verticales de 2.00 m a caras interiores. En las tablas 7.3 y 7.4 se muestran las cargas correspondientes a cada elemento.

Tabla 7.3. Cargas de la columna C-04

CARGAS	P(ton)	Mx-x (ton-m)	My-y (ton-m)
Muerta	108.29	0.000	0.000
Viva	18.60	0.000	0.000
Sismo X	-90.73	0.000	0.000
Sismo Y	-34.91	0.000	0.000

Tabla 7.4. Cargas de la columna PL-05

CARGAS	P(ton)	Mx-x (ton-m)	My-y (ton-m)
Muerta	150.75	-0.001	0.000
Viva	22.54	0.000	0.000
Sismo X	-54.46	0.000	0.000
Sismo Y	-39.81	0.000	0.000

$$A = \frac{1.05P_T}{0.90\sigma_{adm.}} = \frac{1.05 (108.29 + 18.6 + 150.75 + 22.54)}{0.9 \times 40} = 8.76 \text{ cm}^2$$

Analizando cada elemento vertical como si fuese aislado se observa la superposición de estos elementos, por ello, se juntarán dichas zapatas teniendo como medidas preliminares 5.95 x 1.40 m, utilizando el mismo peralte efectivo de 60 cm y centrado en el sentido longitudinal.

1° Verificación – sin sismo:

$$\sigma_i = \frac{P}{BL} \pm \frac{6M}{BL^2} = \frac{300 \times 1.05}{1.40 \times 5.95} \pm \frac{6(0)}{1.40 \times 5.95^2} = 37.8 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2$$

En ambos sentidos de la zapata el esfuerzo será el mismo ya que los momentos generados en ambas direcciones son despreciables.

2° Verificación – con sismo y 50% de la carga viva de la C-04:

$$\sigma_i = \frac{P}{BL} \pm \frac{6M}{BL^2} = \frac{291 \times 1.05}{1.40 \times 5.95} \pm \frac{6(0)}{1.40 \times 5.95^2} = 36.7 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2$$

3° Verificación – con sismo y 50% de la carga viva de la PL-05:

$$\sigma_i = \frac{P}{BL} \pm \frac{6M}{BL^2} = \frac{289 \times 1.05}{1.40 \times 5.95} \pm \frac{6(0)}{1.40 \times 5.95^2} = 36.4 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2$$

Como los momentos cuando se aplica el sismo longitudinal son despreciables, no será necesario hacer dicha verificación. De los casos anteriores, con el mayor valor se procede a calcular el valor del esfuerzo último de diseño.

$$\sigma_u = 37.8 \times 1.6 = 60.5 \text{ ton/m}^2$$

- Verif. por Punzonamiento:

Se asume el mismo peralte efectivo de 60 cm, los valores necesarios para dicha verificación se muestran en la tabla 7.5, considerando las siguientes fórmulas.

$$V_u = Pu - \sigma_u \cdot A_0$$

$$\phi V_c = 0.85 \left(1.06 \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \right) = 814137 \text{ kg} = 814 \text{ ton}$$

Tabla 7.5. Análisis por punzonamiento ZC-01

Elemento	C-04	PL-05
b_o (m)	2.90	3.30
A_o (m^2)	1.02	1.36
V_u (ton)	141	195
ϕV_c (ton)	262	299

Concluyendo de la tabla 7.5, con el peralte efectivo de 60 cm cumple con la condición de punzonamiento.

- Verif. por Cortante:

Analizando el volado longitudinal más crítico, se observa que a la derecha e izquierda es igual a 88 cm.

$$V_u = 60.5 (1.40 \times (0.88 - 0.60)) = 23.7 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 (0.53 \sqrt{280} \times 140 \times 60) = 63322 \text{ kg} = 63.3 \text{ ton}$$

Como se cumple la condición que $\phi V_c > V_u$ se procede a analizar la parte interna, que se analiza como una viga apoyada en los centros de la columna y placa. Es decir, obtener la cortante isostática e hiperestática y el valor final generado por estos efectos.

$$V_{isostática} = \frac{60.5 \times 1.40 \times (2 - 1.20)}{2} = 33.9 \text{ ton}$$

$$M_{izq.} = \frac{60.5 \times 1.40 \times 1.68^2}{2} = 120 \text{ ton}$$

$$M_{der.} = \frac{60.5 \times 1.40 \times 1.48^2}{2} = 92.8 \text{ ton}$$

$$V_u = 33.9 + \frac{120 - 92.8}{2} = 47.5 \text{ ton}$$

Como cumple las verificaciones por corte y punzonamiento, considerar un peralte efectivo de 60 cm es correcto.

- Diseño por flexión:

Se debe de verificar el momento generado por el volado en la sección.

$$Mu = \frac{\sigma_u \cdot L_{volado}^2}{2}$$

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

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

En la tabla 7.6 se hace un resumen del diseño por flexión para el volado transversal como el longitudinal. Para la parte central, se deberá verificar que no se generen tracciones en la parte central, caso contrario, el modelo simplificado de presiones no es el óptimo para encontrar el acero en dicha sección.

Tabla 7.6. Diseño a flexión zapata combinada ZC-01

Sección	Longitud (m)	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm ²)
Longitudinal	1.18	42.1	3.370	19.10
Transversal	1.15	40	3.198	18.10

$$As_{longitudinal}: \phi 3/4" @ 0.15 m$$

$$As_{transversal}: \phi 3/4" @ 0.15 m$$

- Verificación en tramo central:

$$M_{isostática} = \frac{60.5 \times 1.40 \times (2.8)^2}{8} = 83 \text{ ton} - m$$

$$M_{izq.} = \frac{60.5 \times 1.40 \times 1.68^2}{2} = 120 \text{ ton}$$

$$M_{der.} = \frac{60.5 \times 1.40 \times 1.48^2}{2} = 92.8 \text{ ton}$$

$$M_u = 83 - \frac{120 + 92.8}{2} = -23.4 \text{ ton}$$

Como no genera tracciones está bien asumido el modelo simplificado de esfuerzos aproximados. Finalmente, en la figura 7.5 se muestra el armado de la zapata combinada.

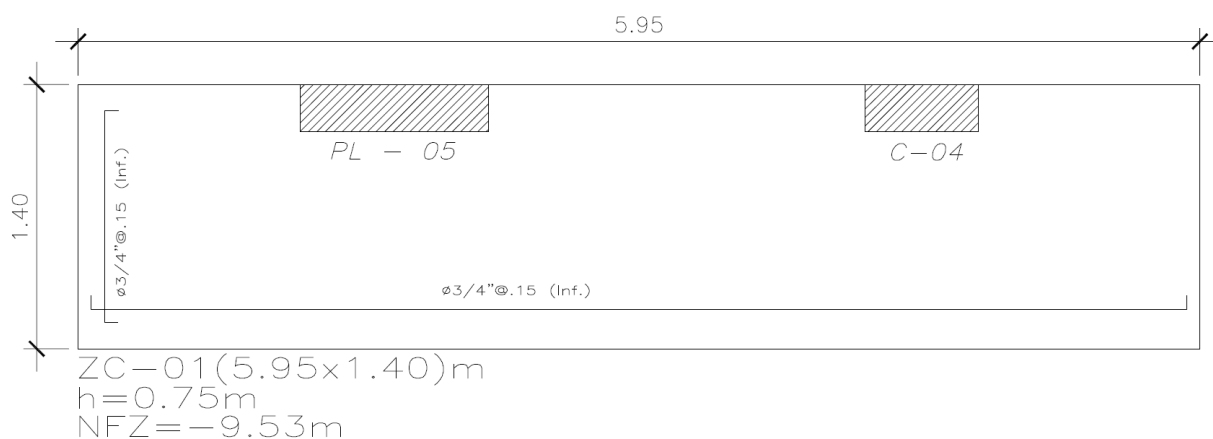


Figura 7.5. Sección con acero instalada zapata ZC-01

7.6 Diseño para una zapata conectada

Una zapata se conecta a otra debido a que existen una excentricidad que genera esfuerzos adicionales que se traduce en dimensiones más grandes para la zapata de algún elemento. Para ejemplificar se mostrará el cálculo para zapata que conecta la columna C-06 y la placa PL-03 (excéntrica). A continuación, en las tablas 7.7 y 7.8 se muestran las cargas actuantes para para elemento.

Tabla 7.7. Cargas actuantes sobre la placa PL-03

	P(ton)	Mx-x (ton-m)	My-y (ton-m)
Muerta	212	0.003	0.001
Viva	30.9	0.002	0.000
Sismo X	-28.3	0.000	0.002
Sismo Y	-33.7	0.000	0.007

Tabla 7.8. Cargas actuantes sobre la columna C-06

	P(ton)	Mx-x (ton-m)	My-y (ton-m)
Muerta	189	0.006	0.014
Viva	47.8	-0.002	-0.071
Sismo X	-16.9	0.000	0.001
Sismo Y	-76.9	0.000	0.011

Para este tipo de cimentación se deben de realizar cuatro verificaciones, las cuales se detalla el cálculo a continuación:

1° Verificación – sin sismo:

Por consideraciones de la excentricidad de carga el factor que afecta las cargas para el predimensionamiento de la zapata aumenta a 1.20

$$A_{ZP1} = \frac{1.20P_T}{0.90\sigma_{adm.}} = \frac{1.20 (212 + 30.9)}{0.9 \times 40} = 8.10 \text{ cm}^2$$

Adoptando una zapata de 1.50 x 5.40 m se tiene un área 8.10 m², luego con la dimensión en el sentido de la viga de cimentación se obtiene la excentricidad y la longitud de los volados para cada dirección, todo esto plasmado en la tabla 7.9.

Tabla 7.9. Volados y excentricidad para la zapata conectada

e(m)=	0.63
Volado x (m)=	1.25
Volado y (m)=	1.60

Una vez obtenidas dichas medidas, se procede a realizar la idealización de la conexión entre ambas zapatas, de manera que permita obtener la reacción generada en cada zapata y proceder al diseño. Este diagrama se presenta en la figura 7.6.

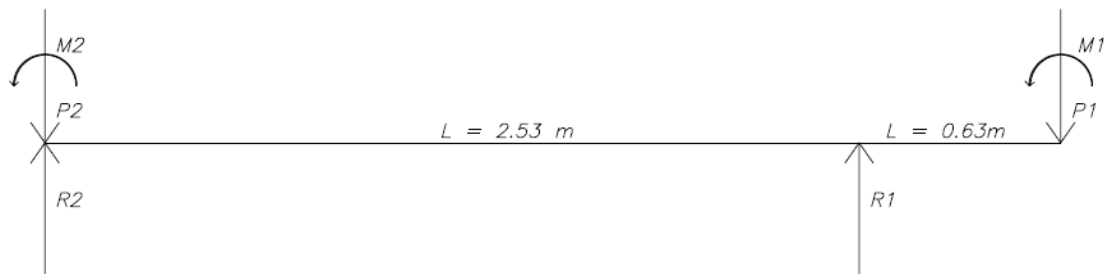


Figura 7.6. Idealización de la conexión entre zapatas

Haciendo el análisis sin sismo con las cargas propuestas en las tablas 7.7 y 7.8, se procede a calcular los valores de R₁ y R₂ que vendrían a actuar como fuerzas axiales para los esfuerzos.

$$R_1 = P_1 + \frac{P_1 e}{L} - \frac{M_1 + M_2}{L} \rightarrow \text{se obtiene un valor de } R_1 = 303 \text{ ton}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{BL} \pm \frac{6M}{BL^2} = \frac{303 \times 1.05}{1.50 \times 5.40} \pm \frac{6(0.001)}{1.40 \times 5.40^2} = 39.3 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2$$

Para la zapata 2, se realiza el mismo análisis, con la salvedad que esta no es excéntrica por lo tanto se puede utilizar el factor de 1.05, y que la carga axial es producto del análisis anterior, siendo este valor igual a R₂.

$$R_2 = P_1 + P_2 - R_1 = 177 \text{ ton}$$

$$A_{ZP2} = \frac{1.05 P_T}{0.90 \sigma_{adm.}} = \frac{1.05 (177)}{0.9 \times 40} = 5.16 \text{ cm}^2$$

Una vez establecida el área preliminar, se optan por darle las dimensiones de 1.80 x 3.00 m, con estas dimensiones se verificará el esfuerzo generado en el suelo.

$$\sigma_i = \frac{P}{BL} \pm \frac{6M}{BL^2} = \frac{177 \times 1.05}{1.80 \times 3.00} \pm \frac{6(-0.057)}{1.80 \times 3.00^2} = 34.4 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2$$

2° Verificación – con efecto de sismo en la dirección longitudinal y antihorario:

Para este caso se aplica el mismo razonamiento, añadiéndole la fuerza axial y el momento generado por el sismo en x. En la siguiente tabla se muestran las fuerzas actuantes que dentro del diagrama simplificado generan las reacciones plasmadas en la misma tabla. Como los momentos son despreciables, no se considerará para el análisis.

Tabla 7.10. Resultados del análisis – 2° verificación

P ₁ (ton)	215
P ₂ (ton)	220
R ₁ (ton)	268
R ₂ (ton)	167

Una vez obtenidos los resultados, se obtienen los esfuerzos que se detallan en la tabla 7.11.

Tabla 7.11. Esfuerzos generados – 2° verificación

Zapata 1	
σ (ton/m ²)	34.7
Zapata 2	
σ (ton/m ²)	32.5

3° Verificación – con efecto de sismo en la dirección longitudinal y horario:

Como el procedimiento es el mismo, se presentan las tablas 7.12 y 7.13, en las cuales se resumen los valores obtenidos y los esfuerzos, los cuales pueden llegar a ser 52 ton/m², debido a la amplificación 1.3 por sismo.

Tabla 7.12. Resultados del análisis – 3° verificación

P ₁ (ton)	271
P ₂ (ton)	254
R ₁ (ton)	339
R ₂ (ton)	187

Tabla 7.13. Esfuerzos generados – 3° verificación

Zapata 1	
σ (ton/m ²)	43.9
Zapata 2	
σ (ton/m ²)	36.4

4° Verificación – con efecto de sismo en la dirección transversal:

Como el procedimiento es el mismo, se presentan las tablas 7.14 y 7.15

Tabla 7.14. Resultados del análisis – 4° verificación

P ₁ (ton)	243
P ₂ (ton)	237
R ₁ (ton)	270
R ₂ (ton)	177

Tabla 7.15. Esfuerzos generados – 4° verificación

Zapata 1	
$\sigma(\text{ton/m}^2)$	34.9
Zapata 2	
$\sigma(\text{ton/m}^2)$	19.5

Una vez obtenidos todos los esfuerzos y verificados que cumpla con ser menores a la capacidad del suelo, o en el caso del sismo, amplificado. Se realiza el diseño por flexión, y las verificaciones por cortante y punzonamiento, para obtener el esfuerzo crítico no se consideran los casos sísmicos.

$$\text{Zapata 1: } \sigma_u = 39.3 \times 1.6 = 62.9 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Zapata 1: } \sigma_u = 34.4 \times 1.6 = 55.1 \text{ ton/m}^2$$

- Verif. por Punzonamiento:

Se asume el mismo peralte efectivo para cada sección, comenzando por un valor de 60 cm, los valores necesarios para dicha verificación se muestran en la tabla 7.16, considerando las siguientes fórmulas.

$$V_u = \sigma_u (A_t - A_o)$$

$$\phi V_c = 0.85 \left(1.06 \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \right)$$

Tabla 7.16. Análisis por punzonamiento zapata conectada

Elemento	Zapata 1	Zapata 2
d (cm)	60	60
b_o (m)	3.90	7.90
A_o (m^2)	1.54	1.11
V_u (ton)	413	237
ϕV_c (ton)	353	660
Diseño	No Cumple	Cumple

Concluyendo de la tabla 7.16, con el peralte efectivo de 60 cm cumple con la condición de punzonamiento para la Zapata 2, mientras que para la Zapata 1 no, por ello, se aumenta el d de manera que pueda cumplir dicha condición, mostrado en la tabla 7.17.

Tabla 7.17. Verificación por punzonamiento Zapata 1

Elemento	Zapata 1
d (cm)	75
b_o (m)	4.20
A_o (m^2)	1.84
V_u (ton)	393
ϕV_c (ton)	475
Diseño	Cumple

- Verif. por Cortante:

$$V_u = \sigma_u (L_{volado-critico} - d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53\sqrt{280}x100xd)$$

Tabla 7.18. Análisis por cortante zapata conectada

Elemento	Zapata 1	Zapata 2
<i>d</i> (cm)	75	60
Vol. crítico (m)	1.60	1.15
<i>V_u</i> (ton)	53.5	30.3
ϕV_c (ton)	56.5	45.2
Diseño	Cumple	Cumple

- Diseño por flexión:

El diseño se realiza para 1 m de ancho una vez verificadas las condiciones de punzonamiento y cortante, las fórmulas a utilizar son las mismas que para cualquier zapata. Para el diseño de la viga de cimentación, el modelo simplificado se modela usando SAP2000 de manera que se pueda obtener el momento y la cortante última para el diseño.

$$M_u = \frac{\sigma_u \cdot L_{volado}^2}{2}$$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

En las tablas 7.19 y 7.20 se muestra el análisis por flexión para cada zapata a su vez para cada eje correspondiente.

Tabla 7.19. Diseño a flexión Zapata 1

Zapata 1	Eje X	Eje Y
Volado (m)=	1.25	1.60
Mu (ton-m) =	49.1	80.5
a (cm)=	3.12	5.19
As (cm ²) =	17.7	29.4

Se concluye la siguiente denominación de acero para la zapata 1:

Eje X: Ø3/4" @ 0.15 m

Eje Y: Ø3/4" @ 0.10 m

Tabla 7.20. Diseño a flexión Zapata 2

Zapata 2	Eje X	Eje Y
Volado (m)=	0.78	1.15
Mu (ton-m) =	16.5	36.4
a (cm)=	1.30	2.90
As (cm ²) =	7.40	16.5

Se concluye la siguiente denominación de acero para la zapata 2:

Eje X: Ø5/8" @ 0.15 m

Eje Y: Ø3/4" @ 0.15 m

Para la viga de cimentación se muestra la figura 7.7, en la que se puede observar el diagrama envolvente de momentos y cortantes. A su vez, se asume una viga de cimentación de dimensiones 0.40 x 1.30 m, una vez obtenidos dichos valores se plantea el análisis por cortante en la tabla 7.21, mientras que en la tabla 7.22 se muestra el diseño por flexión de la viga.

Por otro lado, al ser una viga de peralte mayor a 90 cm, según la Norma Técnica E.060 Concreto Armado, en su artículo 9.9.6, indica que se debe de instalar acero longitudinal uniforme para cada cara lateral del elemento a una distancia 0.5h contigua a la armadura por flexión. También, indica que la separación de estos no debe de superar los 30 cm principalmente.

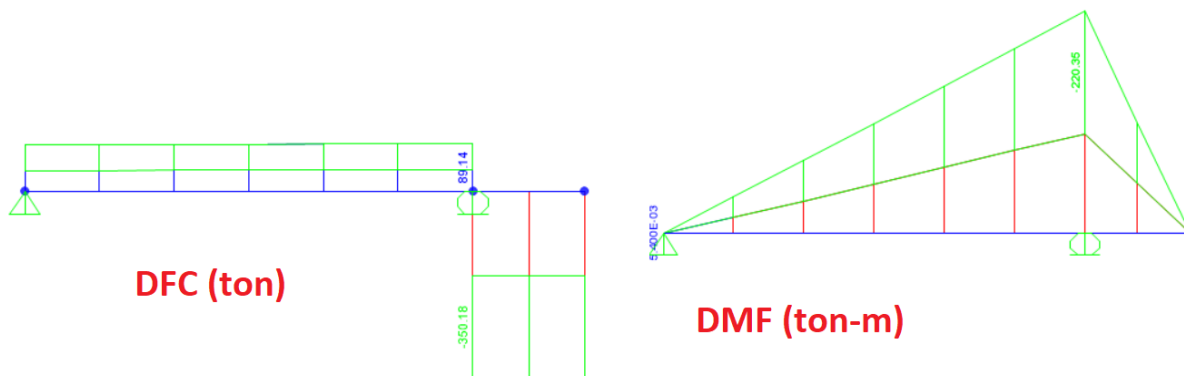


Figura 7.7. Diagrama de fuerzas internas para la viga de cimentación

Tabla 7.21. Verificación por cortante para la viga de cimentación

Vu (ton)	40.4
ØVc (ton)	45.2
Vs (ton)	-5.60
S (cm)	-127
S máx (cm)	60

Tabla 7.22. Diseño por flexión viga de cimentación

Mu (ton)	220
As (cm ²)	50.4

Una vez realizado el procedimiento, en la figura 7.8 se muestra el diseño de la viga de cimentación.

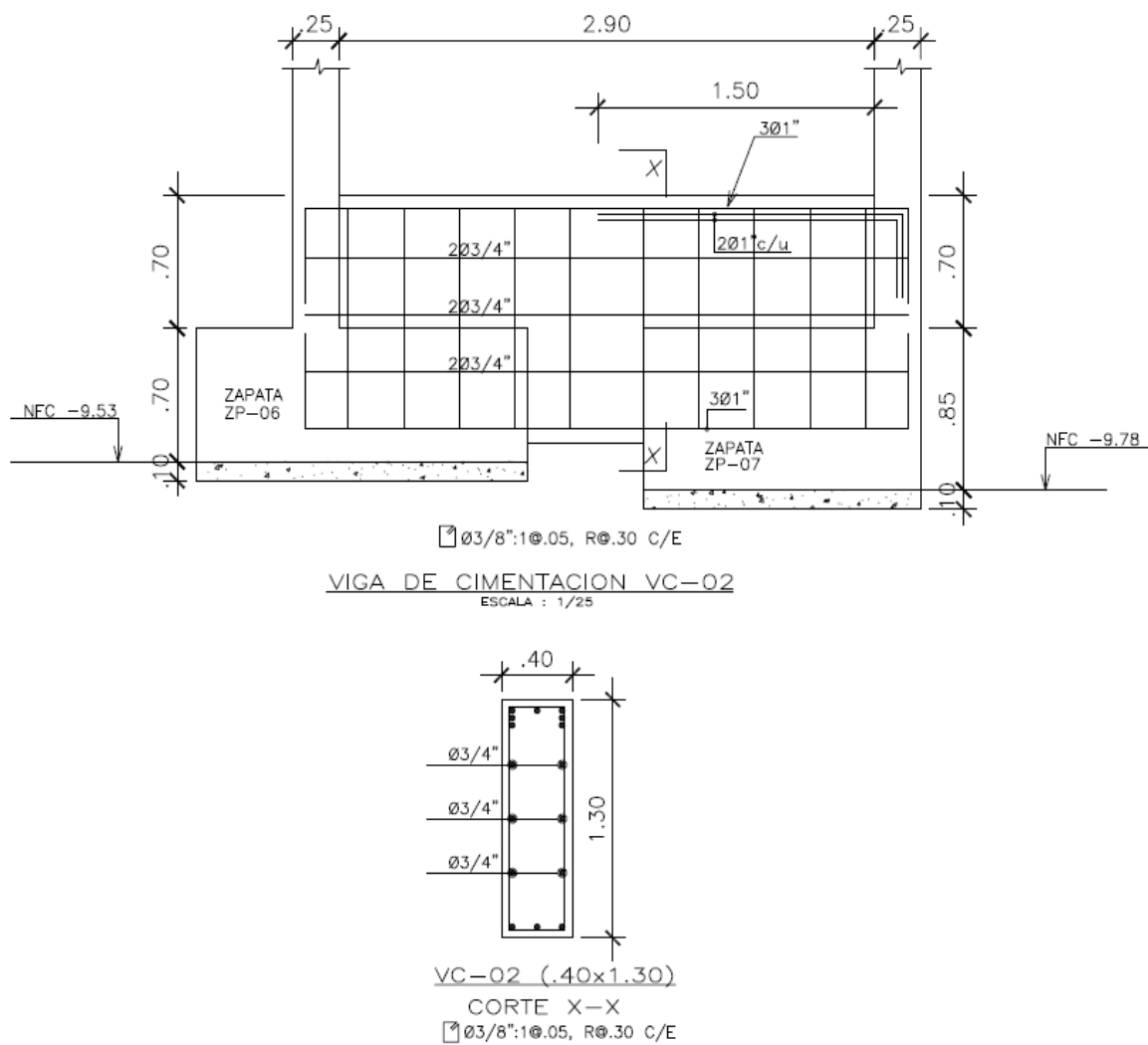


Figura 7.8. Diseño final de la viga de cimentación VC-02

CAPÍTULO 8: ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES

8.1 ELEMENTO DE CONEXIÓN - ESCALERA

8.1.1 Metrado de cargas

La escalera se compone por tres elementos principales, los cuales son el paso, contrapaso y garganta. Con las dimensiones de estos elementos se procede a calcular el valor de la carga muerta mediante la siguiente fórmula

$$W_{pp} = \gamma \left[\frac{CP}{2} + t \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{CP}{P}\right)^2} \right]; \text{ donde } \begin{array}{l} CP : \text{contrapaso} \\ P : \text{paso} \\ t : \text{espesor de garganta} \end{array}$$

$$W_{pp} = 2.4 \left[\frac{0.175}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left(\frac{0.175}{0.25}\right)^2} \right] = 0.649 \text{ ton/m}^2$$

Tomando en consideración que la sobrecarga para escaleras es 0.40 ton/m^2 y un valor de piso terminado de 0.10 ton/m^2 se obtienen los siguientes valores de cargas para el diseño

$$CS = CM + CV = 1.15 \text{ ton/m}^2$$

$CU = 1.4CM + 1.7CV = 1.73 \text{ ton/m}^2$, considerando 1 m de ancho para el diseño se tendrá como carga última el valor de 1.73 ton/m .

Para el descanso, se consideran otras cargas debido a que se considera como una losa maciza de 0.20 m

$CM = (2.4 \times 0.20) + 0.10 = 0.58 \text{ ton/m}$ y la carga viva se considera 0.20 ton/m , obteniendo como carga última el valor de 1.15 ton/m . Con estas cargas últimas obtenidas se calcula el diagrama de momentos flectores mostrado en la figura 8.1.

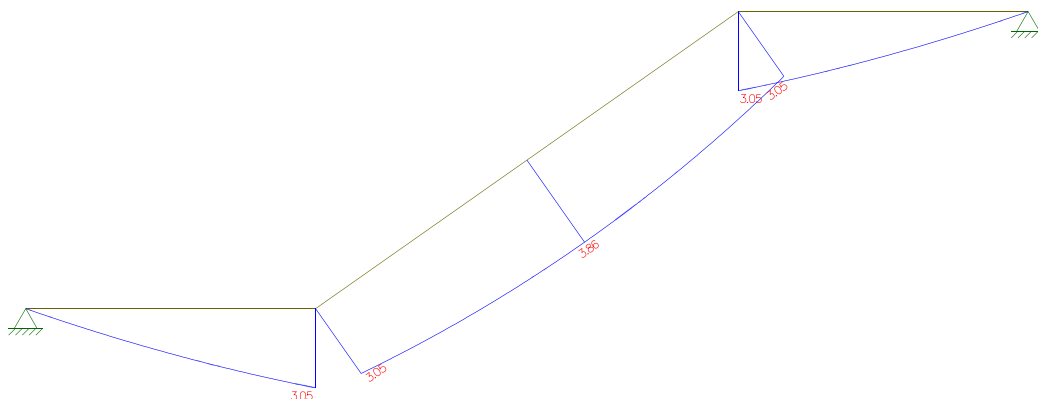


Figura 8.1. Diagrama de momentos por 1 m de ancho para escalera

8.1.2 Diseño de la escalera

En la tabla 8.1, en donde se considera el descanso como una losa maciza de 0.20 m y el tramo inclinado como una losa maciza de 0.15 m de espesor se muestra el análisis por flexión.

Tabla 8.1. Acero requerido para la escalera

Mu (ton-m)	d (cm)	a (cm)	As req. (cm ²)
3.05	17	0.86	4.87
3.86	17	0.86	6.21

Dichos momentos se toman para la sección longitudinal, mientras que para el acero transversal se opta por instalar el acero mínimo. En resumen, en la tabla 8.2 se muestra el tipo de armado correspondiente para cada tramo y en la figura 8.2 se muestra la sección.

$$A_{smin} = 0.0020 \times 100 \times 12 = 2.40 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\text{Ø}3/8'' @ 0.25\text{m}$$

Tabla 8.2. Acero instalado en escalera

Tramo	Acero longitudinal	Acero Transversal
Descanso	1Ø3/8'' @ 0.15m	1Ø3/8'' @ 0.20m
Inclinado	1Ø1/2'' @ 0.20m	1Ø3/8'' @ 0.20m

➤ Verificación por cortante:

$$\text{Ø}V_c - \text{inclinado} = 0.85 \times (0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 12) = 9.05 \text{ ton}$$

$$\text{Ø}V_c - \text{descanso} = 0.85 \times (0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 17) = 12.8 \text{ ton}$$

Del metrado de cargas y el análisis de la estructura se obtiene como cortantes los siguientes valores V_u -inclinado = 1.51 ton mientras que para el descanso V_u -descanso = 3.23 ton, por lo tanto, cumple con la relación $\text{Ø}V_c > V_u$.

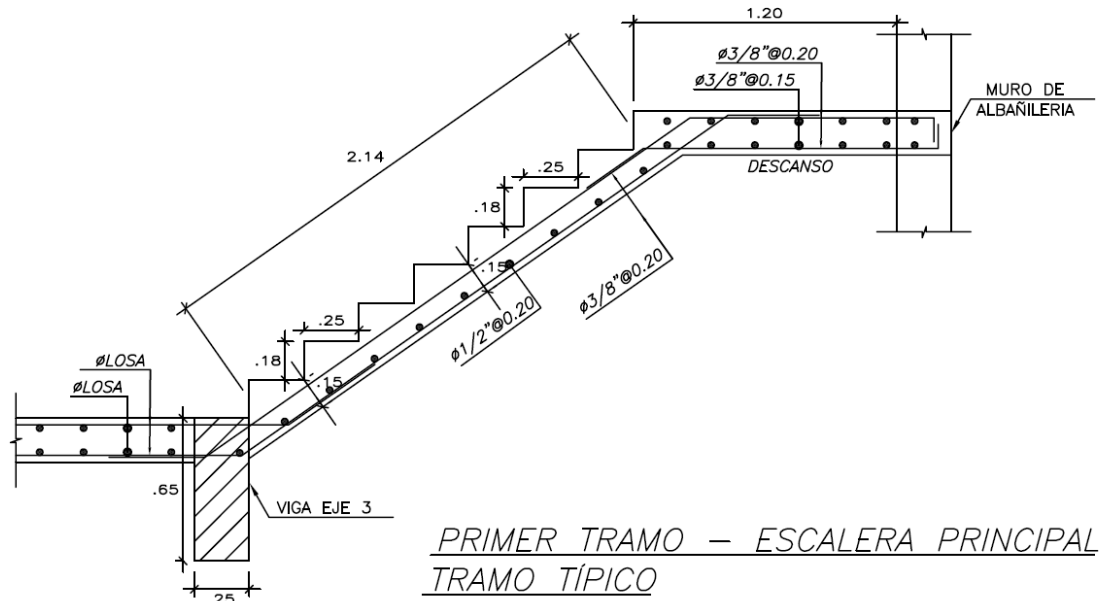


Figura 8.2. Armado de acero para tramo típico de escalera

Debido que la escalera se está apoyando en vigas y se podrían formar momentos negativos en dichos puntos se hace el análisis como todo apoyado, el cual se muestra el diagrama en la figura 8.3.

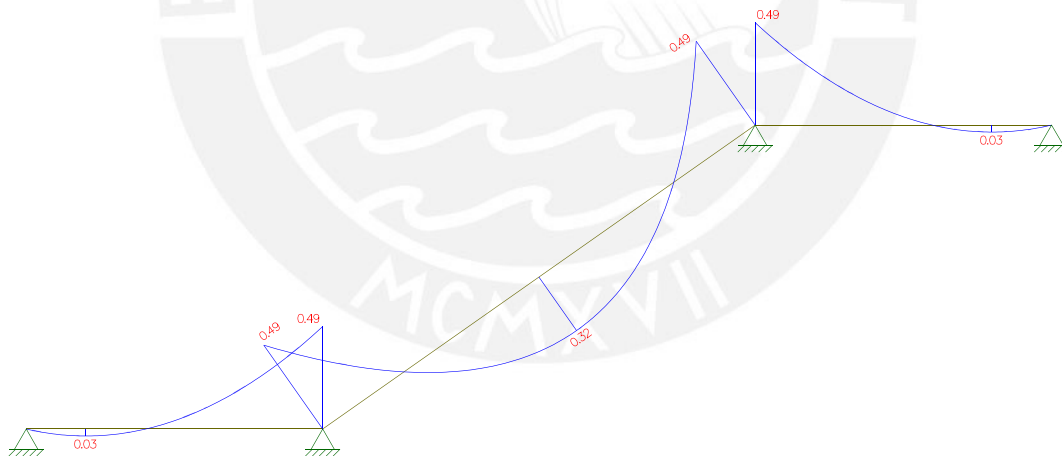


Figura 8.3. Análisis con todos los puntos apoyados para la escalera

Se obtiene un momento negativo de 0.49 ton-m, como este momento es pequeño se comprueba que la escalera puede ser armada con el acero negativo mínimo que se ha colocado sin necesidad de varillas o bastones adicionales cumpliendo con el diseño.

8.2 ELEMENTO DE SOSTENIMIENTO – MUROS DE SÓTANO

Los muros de sótanos son aquellos muros perimétricos que soportarán el empuje lateral del terreno colindante y la sobrecarga generada por las edificaciones vecinas. Se desarrollará como ejemplo el diseño del muro del eje 4, que corresponde al muro vecino a una edificación vecina de 3 pisos. En la tabla 8.3 se muestran los empujes laterales correspondientes en relación con la profundidad.

Tabla 8.3. Empuje lateral en relación con la profundidad

Profundidad (m)	Emp. de Tierra (ton/m)	Sobrecarga (ton/m)	Empuje Total (ton/m)
0	0.00	0.93	0.93
2.98	2.54	0.93	3.47
5.96	5.07	0.93	6.00
9.69	8.24	0.93	9.17

En la figura 8.4 se muestra la planta de cimentación detallando los cortes de cada muro de sótano, los cuáles se detallarán en la figura 8.7. La idealización del muro de sótano, que tiene apoyos intermedios, que corresponde a las losas de cada sótano, se realiza como una losa debido a que los elementos perpendiculares no son considerables, además, el análisis se realiza para un ancho unitario para facilitar los cálculos.

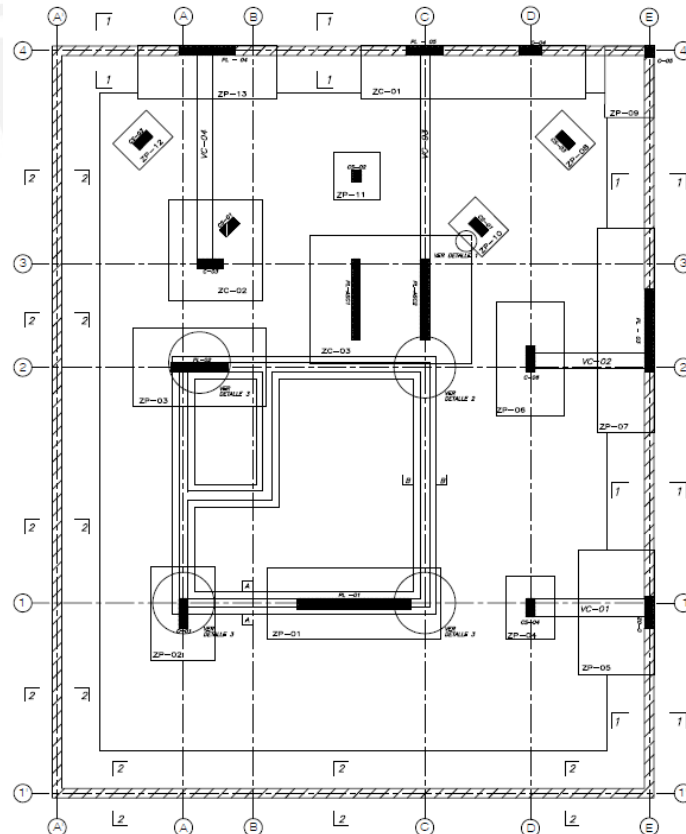


Figura 8.4. Detalle de cortes en la cimentación

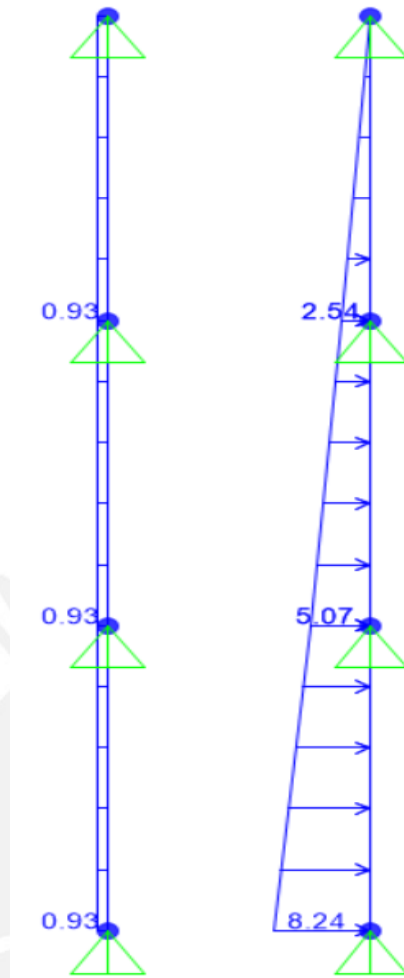


Figura 8.5. Idealización del muro de sótano con la carga total del empuje. Lado izq.(sobrecarga), lado der. (empuje del terreno).

Una vez establecidas las cargas, que son afectadas por un factor de 1.7, se obtienen los diagramas de fuerzas internas, que permitirán diseñar el muro por flexión y hacer la verificación por cortante, dichos diagramas se muestran en la figura 8.6. Por otro lado, según la Norma Técnica E.060 Concreto Armado, en su Capítulo 14, indica que el refuerzo mínimo horizontal y vertical son igual a 0.0020 y 0.0015 respectivamente.

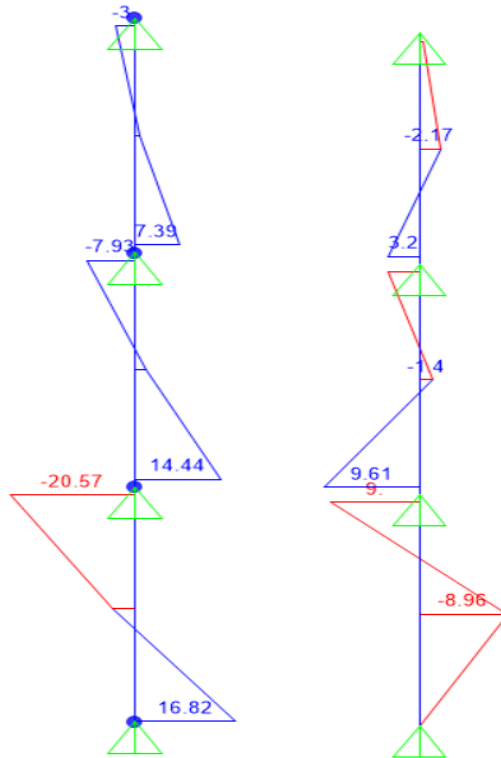


Figura 8.6. Diagrama de fuerzas internas: izq.(cortante), lado der. (momentos).

Obteniendo los momentos de la figura 8.6, se plantea el análisis por flexión para el muro de sótano en la tabla 8.5, con la salvedad que se considera un ancho constante de 25 cm, el cual primero se verificará por cortante mediante la tabla 8.4.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 22 = 16.6 \text{ ton}$$

Tabla 8.4. Verificación por cortante para el muro de sótano

	ϕV_c (ton)	V_u (ton)	Diseño
Sótano 1	16.6	7.39	Cumple
Sótano 2	16.6	14.4	Cumple
Sótano 3	16.6	20.6	No cumple

Observando la tabla 8.4, el espesor del sótano 3 resulta insuficiente, por lo tanto, se sugiere aumentar 5 cm, teniendo un espesor de 30 cm con lo cual se obtiene un valor de $\phi V_c = 20.4$ ton. Como se tiene una variación de menos a 1% y todos los factores utilizados se considera un valor adecuado.

Analizando el valor del acero mínimo tenemos la siguiente distribución:

$$A_{s_{min-hor.}} = 0.0020bd = 4.40 \text{ cm}^2: \phi 3/8"0.15 \text{ m}$$

$$A_{s_{min-long.}} = 0.0015bd = 3.30 \text{ cm}^2: \phi 3/8"0.20 \text{ m}; \text{ para } e = 0.25 \text{ m}$$

$$A_{S_{min-hor.}} = 0.0020bd = 5.40 \text{ cm}^2: \text{Ø}3/8''@0.125 \text{ m}$$

$$A_{S_{min-long.}} = 0.0015bd = 4.05 \text{ cm}^2: \text{Ø}3/8''@0.15 \text{ m}; \text{ para } e = 0.30\text{m}$$

Tabla 8.5. Diseño a flexión del muro del sótano

Mu (ton-m)	d (cm)	As req (cm ²)	As inst. (cm ²)	Distribución
2.17	22	2.64	4.40	Ø3/8" @0.15
3.20	22	3.91	4.40	Ø3/8" @0.15
9.61	22	12.2	12.7	Ø3/8" @0.15+ Ø1/2" @0.15
9.00	27	9.09	9.03	Ø1/2" @0.15
8.96	27	9.05	9.03	Ø1/2" @0.15

El diseño final del muro de sótano se muestra a continuación en la figura 8.7.

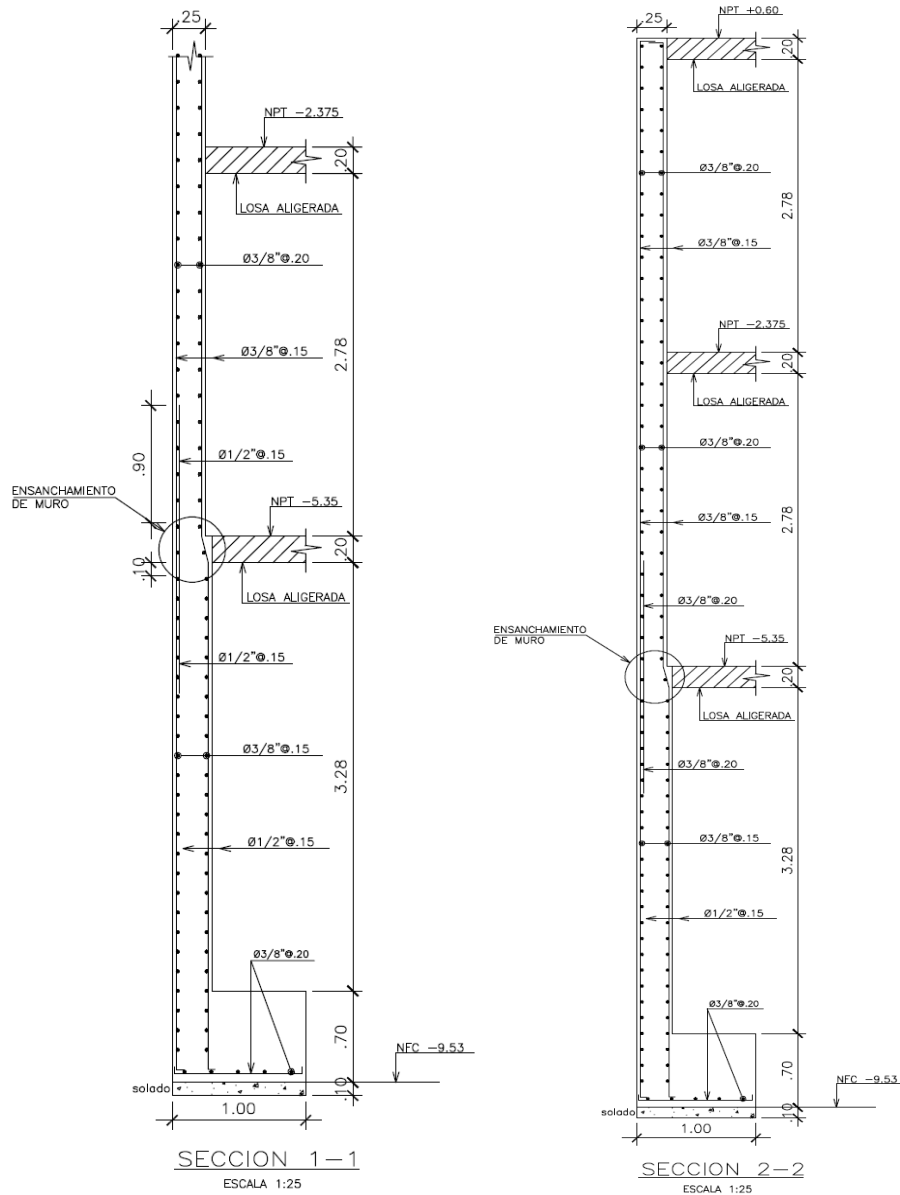


Figura 8.7. Diseño del muro de sótano límite eje 4

8.3 SISTEMA DE ALMACENAMIENTO DE AGUA– CISTERNA

Para el diseño de la cisterna se deben tener en cuenta que se debe de realizar la compatibilización de diseño de dos casos. El primero, cuando al muro le afecta la carga hidrostática producto del agua almacenada, segundo, por la presión del terreno continuo a este. Según recomendaciones del ACI para estructuras en contacto con líquidos se debe tener en consideración la durabilidad y el control de fisuras principalmente, esto se controla disminuyendo los esfuerzos según los factores indicados en la tabla 8.6.

Tabla 8.6. Factores de durabilidad – S (ACI350R-01,2001)

Flexión	1.30
Tracción	1.65
Cortante	1.30

8.3.1 Diseño del muro de cisterna

Como ya se mencionó en el párrafo anterior se deben de analizar dos casos por separado, los cuales se analizan a partir de los valores iniciales separados en las tablas 8.7 y 8.8 para el primer y segundo caso respectivamente.

Tabla 8.7. Análisis de presión hidrostática

Peso específico del agua (γ_w)	1.00 ton/m ³
Tirante de agua (h)	2.00 m
Altura del muro (H)	2.40 m
Espesor del muro (e)	0.25 m

Tabla 8.8. Análisis de presión de tierra

Ka	0.31
Peso específico del terreno (γ_s)	1.81 ton/m ³
Altura del muro (H)	2.40 m
Espesor del muro (e)	0.25 m

Utilizando dichos valores se presenta el cálculo para obtener los empujes para cada análisis, considerando 1 metro de ancho para facilitar los cálculos.

$$E_{hidrostático} = 1.4 \cdot \gamma_w \cdot h = 1.4 \times 1 \times 2 = 2.80 \text{ ton/m}$$

$$E_{suelo} = S \cdot \gamma_s \cdot K_a \cdot H = 1.30 \times 1.81 \times 0.31 \times 2.40 = 1.75 \text{ ton/m}$$

Analizando la pared de la cisterna, se plantea un modelo simplificado en el cual se considera que las presiones van a lo largo de todo el muro. Esto se plasma en la figura 8.7 y 8.8.

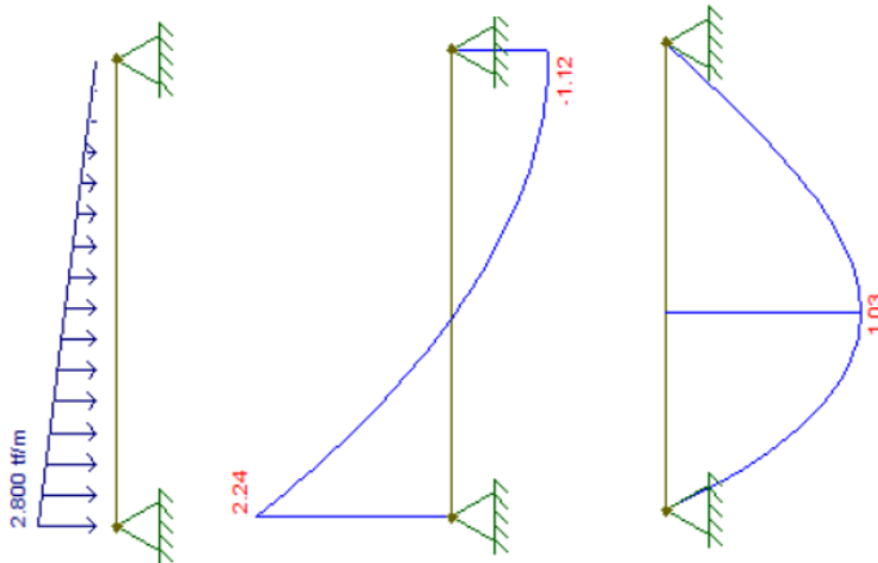


Figura 8.8. Carga y diagrama de fuerzas internas presión hidrostática.

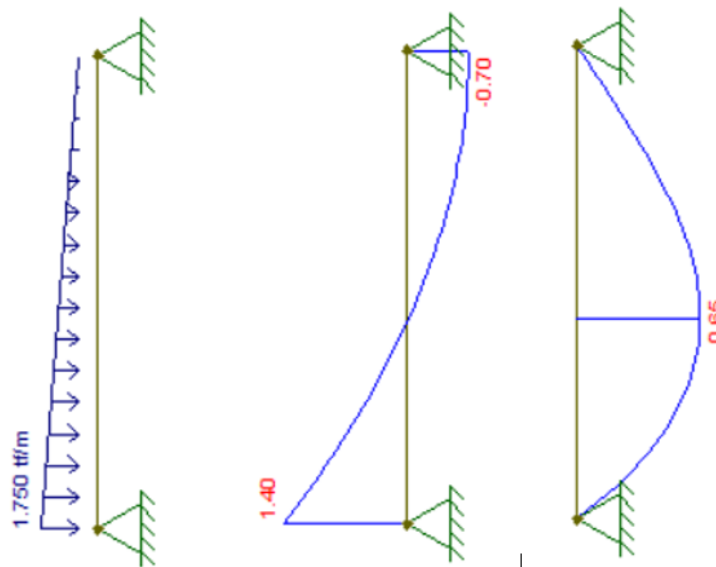


Figura 8.9. Carga y diagrama de fuerzas internas presión del suelo

Una vez obtenidas las cortantes a partir de las figuras 8.8 y 8.9 se procede a realizar la verificación por cortante considerando el espesor del muro 25 cm con un recubrimiento de 4 cm. Dichos cálculos se ordenan en la tabla 8.9.

Tabla 8.9. Análisis de presión de tierra

	d (cm)	Vu (ton)	ϕVc	Diseño
Suelo	21	1.40	15.8	Cumple
P. de Agua	21	2.24	15.8	Cumple

Luego se realiza el análisis por flexión con los momentos obtenidos en la tabla 8.10

Tabla 8.10. Análisis de presión de tierra

	Mu (ton-m)	a (cm)	As req. (cm ²)
Suelo	0.65	0.15	0.80
P. de Agua	1.03	0.23	1.30

Como el acero requerido es bajo, se procede a calcular el acero mínimo, como el muro tiene un espesor mayor a 20 cm se debe de colocar doble malla con el fin de cubrir toda la sección y evitar fisuraciones.

$$As_{mín} = 0.0030bd = 0.0030 \times 100 \times 17 = 5.10 \text{ cm}^2: \emptyset 3/8" @ 0.125 \text{ m}$$

8.3.2 Diseño de las losas de tapa y piso de la cisterna

Para evitar posibles fisuraciones lo que permitiría las filtraciones del agua o posibles contaminaciones por los residuos del ladrillo (caso aligerado) se decidió colocar losas macizas para el techo como para el piso de la cisterna. Esto con el fin de realizar una estructura monolítica con los muros, evitando tener juntas en la unión muro-losa, muro-piso.

Como son losas de grandes dimensiones se utilizan las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado, en la que en base a la continuidad del paño se obtienen los momentos generados por flexión.

El metrado a tomarse en cuenta, es similar al visto en el capítulo 6.2 Diseño de Losas Macizas del presente trabajo de tesis, con la salvedad que la sobrecarga considerada es 0.25 ton/m². Una vez definidos dichos valores, en la tabla 8.11 se resume el análisis por flexión para la losa de piso de la cisterna. Como la losa de piso no tiene continuidad, se considera el caso 1, obteniendo los momentos positivos generados debido a la carga muerta y viva.

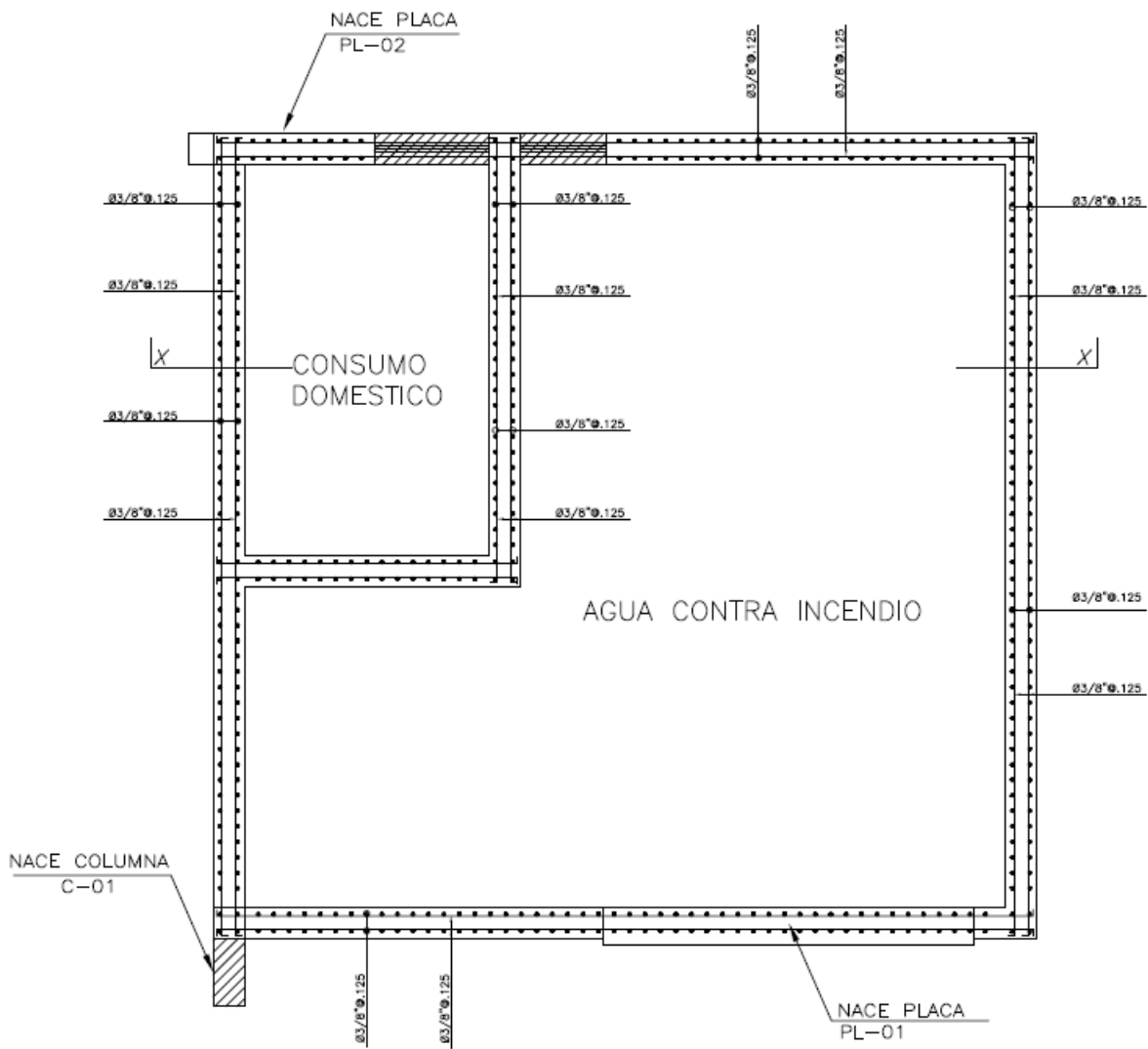
Tabla 8.11. Diseño a flexión del piso de la cisterna

$CM=0.58 \text{ ton/m}^2$	$A/B=0.98$	$Mu \text{ (ton-m)}$
Ma	$0.038 \times (1.4 \times 0.58) \times 6.50^2$	1.30
Mb	$0.034 \times (1.4 \times 0.58) \times 6.65^2$	1.22
$CV=0.25 \text{ ton/m}^2$		
Ma	$0.038 \times (1.7 \times 0.25) \times 6.50^2$	0.68
Mb	$0.034 \times (1.7 \times 0.25) \times 6.65^2$	0.64

Como se observa, los momentos son bien pequeños, lo que nos lleva a inferir que será suficiente con colocar el acero mínimo correspondiente a una losa de 20 cm para el techo, mientras que para el piso por estar expuesto a presión hidráulica se considerará el anterior acero mínimo calculado.

$$A_{\text{mín}} = 0.0018 \times 100 \times 17 = 3.06 \text{ cm}^2: \text{Ø}3/8'' @ 0.20 \text{ m.}$$

En la figura 8.10 se muestra una sección del muro, en la que se puede observar el armado del muro



PLANTA DE CISTERNA

ESCALA 1:25

Figura 8.10. Sección en planta de la cisterna

CAPÍTULO 9: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

9.1 Comentarios

▪ De la arquitectura:

En base al proyecto arquitectónico del edificio al ser un edificio en esquina, se requiere de un análisis distinto y minucioso debido a que en dos ejes del edificio no se podrá colocar placas o columnas muy alargadas. Esto impactará en el análisis sísmico, existiendo una mayor posibilidad de tener irregularidad por torsión y deriva, añadiendo que se tendrá tabiquería en el perímetro el cuál durante un sismo podría generar fallas y debilitar a la edificación.

▪ Del estudio del caso:

En Lima sigue habiendo un crecimiento poblacional exagerado, por ello, el crecimiento de la oferta y demanda de viviendas multifamiliares es creciente. Con lo planteado en este trabajo de tesis se diseñó la típica edificación de las zonas urbanas medias que se componen de pocos departamentos, espaciosos y en lo posible con un estacionamiento para cada uno. Dicho requerimiento, porque así lo estipulan la mayoría de las municipalidades, condujo a cierta dificultad en poder encontrar la ubicación adecuada para los elementos verticales, sumado a que al ser un edificio en esquina y tener doble fachada se hacían aún más tedioso ubicar los ejes estructurales. En consecuencia, se tuvo que prescindir de dos estacionamientos con la finalidad de poder colocar una placa que ayude a darle mayor rigidez a la estructura y evitar problemas de torsión.

Luego, se compatibilizó la arquitectura del proyecto con la estructuración planteada, ya que con el diseño de la planta se buscó cumplir con los criterios de estructuración explicados. A modo de ejemplo se sustentarán los criterios más relevantes del proyecto.

- Ductilidad: Los elementos diseñados tienen factores de seguridad que muchas veces podrían considerarse como elementos sobredimensionados, por lo que al tener una falla esta será de forma dúctil.
- Uniformidad y continuidad: A pesar de tener algunas dificultades, se buscó que los elementos verticales en altura no tengan variaciones de secciones con el fin de evitar tener irregularidades en altura.
- Diafragma rígido: la formación de diafragma rígido en las losas permite tener una distribución uniforme de las cargas y poder cumplir la secuencia normal de transferencia de cargas hacia la cimentación. Dicha característica se logra evitando

tener orificios en las losas mayores al 50% del área, teniendo ductos estratégicamente ubicados.

- Del análisis estructural:

Para comenzar un análisis se empieza considerando un valor de peso igual a 1 ton/m^2 por nivel, lo que se verificó obteniendo valores entre $1.09 - 1.19 \text{ ton/m}^2$, considerando que es una vivienda multifamiliar que tiene variaciones en planta producto de los departamentos dúplex y tríplex, son valores razonables ya que en algunos pisos la carga puede incrementar como disminuir.

Con respecto al análisis modal, primero, al no tener ninguno de los 2 primeros modos predominantes el sentido rotacional se infiere que los problemas por torsión no son el principal problema, además que dicha condición es verificada, tal cual la deriva, obteniendo que dicho proyecto no tendrá irregularidades de planta ni en altura. Por otro lado, se obtuvieron periodos fundamentales dinámicos para X igual a 0.583 seg, mientras que para Y igual a 0.801 seg. esto concuerda con el análisis estructural, también, debido a la simetría y la concentración de placas en el eje X.

Finalmente, en base a la normativa indicada en la bibliografía se realizó la comprobación del sistema estructural y su regularidad. Dichas condiciones se verificaron en base a la cortante dinámica y estática, en donde se obtuvieron factores de escalamiento iguales a 1 para ambas direcciones. Además, se comprobó que el porcentaje de la cortante dinámica producto del sismo tomada por las placas o muros de corte sea mayor al 80% con el fin de corroborar el uso de un $R_o=6$, satisfaciendo las características asumidas a un principio del proyecto.

- Del diseño estructural:

Para el diseño estructural se utilizan diversos factores de amplificación, factores que, dependiendo del tipo de análisis, sea flexión, cortante entre otros, están relacionados a generar fuerzas y momentos mayores a los reales que permitan diseñar elementos seguros y dúctiles. Dicha condición hace que al evaluar el comportamiento de cada elemento por nivel pueda llevar a obtener cuantías de acero distintas, sin embargo, por procesos constructivos y ahorro económico en su ejecución, evaluando el caso más crítico se puede realizar una homogenización, teniendo en cuenta siempre la magnitud de fuerzas internas generadas en cada elemento.

Analizando las losas aligeradas, en los paños correspondiente a la sala, paños de 6 x 6 m , en caso se hubiese optado por utilizar losa aligeradas de 25 cm, no se realizó dicha elección debido a que estéticamente tener 5 cm de pinto podría ser tedioso, pero la principal razón es que durante el proceso constructivo el cambio de peralte en un paño puede generar problemas en el armado del encofrado ya que este se realiza a fondo de viga y fondo de losa.

En el caso de las vigas, se puede inferir que la cuantía aumenta conforme se sube de nivel, caso contrario, las columnas, mientras más abajo esten se requerirá de mayor acero. Dicho diseño se puede verificar en los planos, ya que siendo conservadores se busca tener diseños concisos que permitan la fluidez del trabajo.

En los elementos verticales, con la finalidad de obtener un ahorro de cuantía se plantean tres tramos de acero, los cuales en base al análisis de cargas permitan reducir el diámetro de las varillas sin quitarle rigidez a la sección.

En lo que respecta a la cimentación, se ha hecho un bosquejo preliminar en base al análisis como zapatas aisladas, las cuales se plantean sus conexiones con el fin de evitar una falla por volteo. Asimismo, en el perímetro de la estructura, en la intersección de la cimentación de algunas placas y columnas con la del muro perimetral es posible realizar la unificación de estos buscando una solución homogénea y uniforme.

Finalmente, se cumplió con el Reglamento Nacional de Edificaciones, específicamente las normas detalladas en la bibliografía que rigen el diseño estructural de forma cabal.

9.2 Conclusiones

- Debido a la condición de ser un edificio en esquina y buscar tener la menor irregularidad posible, subrayando la torsión se planteó una placa que reemplace un estacionamiento. Para no perder dicho espacio, en los sótanos, estos se modificaron a almacenes para los estacionamientos continuos. También, en los pisos superiores, al interferir con la habitación de los departamentos, se concluye que será techo perdido, buscando una mejor distribución de los elementos estructurales y priorizando la seguridad frente a los eventos sísmicos.
- Considerando que se tiene tabiquería perimétrica, que muchas veces adopta un comportamiento estructural sísmico, se sugiere no tener derivas mayores a 5%, además, al realizar el análisis sísmico se obtienen que el eje Y es más flexible que el eje X debido a la concentración de elementos estructurales. Sin embargo, al analizar el movimiento el eje que tiene mayor desplazamiento, para ambos ejes X e Y, no tiene la mayor concentración de tabiques por lo que dicho análisis es adecuado.

- El diseño estructural resultó interesante por las condiciones arquitectónicas, ergo, se pudo obtener una estructuración y dimensionamiento adecuado para los elementos verticales y horizontales acorde con las cuantías comúnmente instaladas en edificaciones de este tipo.
- El análisis estático planteado para ambas direcciones por separado permite realizar la verificación del análisis sísmico modal, teniendo periodos parecidos con porcentajes de error aceptados en el ámbito ingenieril.
- Para el diseño de cada elemento se realizan las verificaciones por cortante y capacidad según corresponda, llegando a tener elementos seguros.
- De manera práctica, se realizaron cálculos manuales, comprobando los resultados obtenidos a partir del programa, con esta salvedad se asegura que los cálculos obtenidos sean fidedignos y adecuados para el desarrollo.
- Para el caso de las losas macizas todas admitieron trabajar con el acero mínimo, por ello, se concluye, que dichas losas fueron colocadas con la finalidad de permitir el flujo de tuberías en la zona de los servicios higiénicos. Asimismo, en la zona del descanso del ascensor se plantea dicho paño con la finalidad de rigidizar la zona central por posibles vibraciones, con el mismo concepto de vibración y transitabilidad se implementó losas macizas en las rampas vehiculares.

BIBLIOGRAFÍA

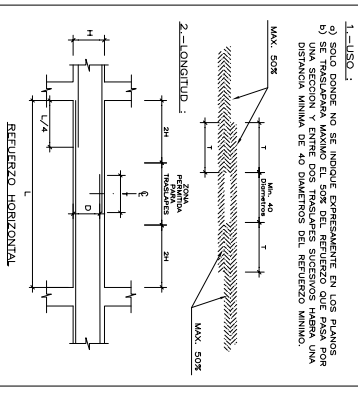
- ACI Committee. (2001). Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350-01) and Commentary (ACI 350R-01): An ACI Standard. American Concrete Institute.
- Blasco, A. B., & Colegio de Ingenieros del Perú. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Colegio de Ingenieros del Perú.
- Harmsen, T. E. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*.
- Ministerio de Vivienda, C. y S. (2006). *Norma E.020 Cargas*. Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, C. y S. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, C. y S. (2018a). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, C. y S. (2018b). *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones*. Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ottazzi, G. (2019). *Apuntes del curso Concreto Armado I*. Fondo Editorial PUCP.
- Park, R., & Paulay, T. (1988). *Estructuras de Concreto Reforzado*.
- Tavera, H. (2018). *¿Qué es el silencio sísmico? por el Dr. Hernando Tavera*. Instituto Geofísico Del Perú. <https://www.igp.gob.pe/version-anterior/que-silencio-sismico-dr-hernando-tavera>

SISTEMA SIMO-RESISTENTES

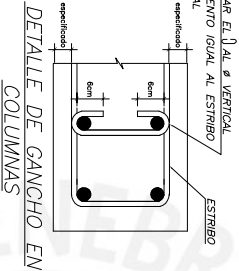
PROYECTO	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS Y 3 SÓTANOS EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES
ALUMNO	CESAR ALBERTO GUZMAN RIVAS -- 20135492
ASESOR	CHRISTIAN ALBERTO ASMAT GARAYCOCHEA

PARAMETROS SISMICOS		CONFIGURACIÓN DEL SISTEMA RESISTENTE			
Z = 0.45	U = 1.00	DIRECCIÓN X	MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO	R _y = 6.0	REGULAR
S = 1	T _p = 0.40	DIRECCIÓN Y	MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO	R _y = 6.0	REGULAR
		RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO			
PERIODO	DESPLAZAMIENTO MÁX.	DERIVAS MÁX.			
DIRECCIÓN X	T _x = 0.669 seg	D _x = 81 mm	d _x = 0.0055	C _x = 1.50	CORTANTE BASAL
DIRECCIÓN Y	T _y = 0.632 seg	D _y = 103 mm	d _y = 0.0069	C _y = 1.20	C _y = 1.20

LONGITUD DE TRASLAPE

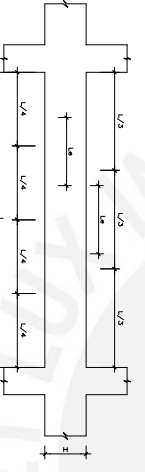


LONGITUD (L) en cm.	Ref. Horiz. con D<30	Ref. Vert. con D<30
3/8"	35	30
1/2"	45	30
5/8"	55	40
3/4"	70	45
1"	100	90



ESPECIFICACIONES GENERALES

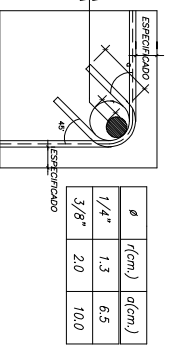
- CONCRETO CICLOPEO:**
SUBCIMENTOS: C:H=1:1.2+30%P.G. (T.máx. 6")
SOLADO: C:H=1:1:2
CIMENTOS CORRIDOS: C:H=1:1.0+30%P.G. (T.máx. 6")
- CONCRETO ARMADO:**
ZAPATAS Y VIGAS DE CIMENTACIÓN: 280 Kg/cm²
VIGAS, LOSAS Y ESCALERAS: 280 Kg/cm²
MUROS DE CONTENCIÓN: 280 Kg/cm²
- ACERO DE REFUERZO:**
BARRAS CORRUGADAS ASTM A-615 (GRADO 60): f_y=4200 kg/cm²
- RECUBRIMIENTOS:**
CONCRETO VACADO CONTRA EL TERRENO: 7.0 cm
CONCRETO EN CONTACTO CON EL TERRENO: 4.0 cm
LOSAS, MARZAS Y ALBERGADAS: 3.0 cm
COLUMNAS Y VIGAS: 4.0 cm



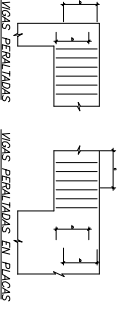
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALGERRADOS

NOTA: (a) NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
(b) EMPALME EN LA MITAD DE LA LONGITUD DE LOS TRANSVERSALES ESPERDADOS.
(c) PARA ALBERGADOS Y MURAS CHAVIS EL ACERO INTERIOR SE EMPALMA SOBRE LOS APUNTES.

Ø BARRAS SUPERIORES	Ø BARRAS INFERIORES
1/4"	40
3/8"	45
1/2"	60
5/8"	75
3/4"	90
1"	115



Ø	f (cm)	a (cm)
1/4"	1.3	6.5
3/8"	2.0	10.0

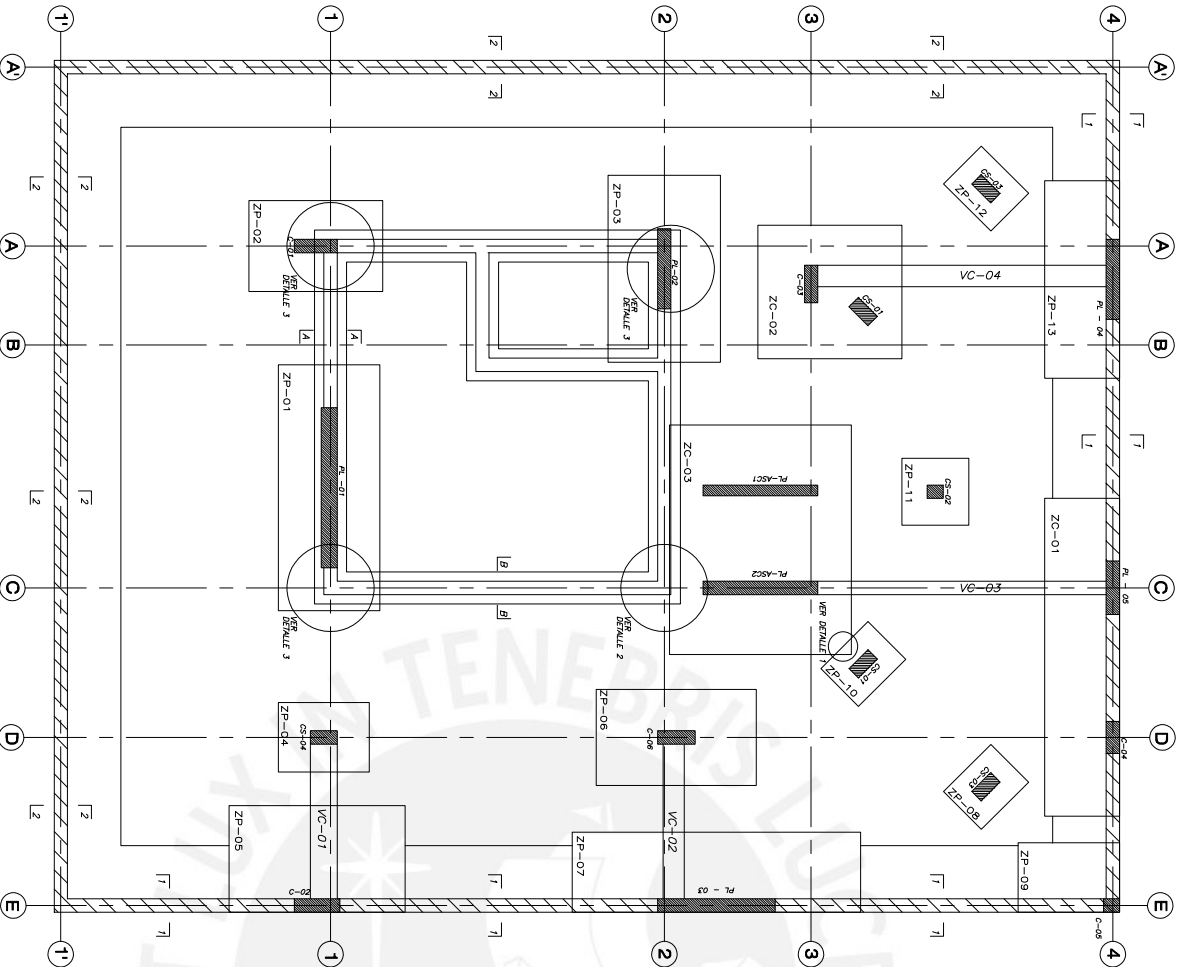


ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS, VIGUETAS Y LOSAS

NOTA: En caso de sismo (ver detalle de doblado de sismo)

ÍNDICE DE PLANOS

LAMINA	DESCRIPCIÓN
E-01	Información sísmica y detalles del proyecto
E-02	Cimentación y detalles de zapatas
E-03	Cisterna y detalles de cimentación
E-04	Vigas de cimentación y detalles de falsa zapata
E-05	Encofrado de cisterna, 2° y 3° sótano
E-06	Encofrado del 1° sótano y niveles impares
E-07	Encofrado de niveles pares y 7° nivel
E-08	Encofrado de azotea
E-09	Cuadro de columnas
E-10	Desarrollo de columnas por nivel
E-11	Vigas longitudinales (a)
E-12	Vigas longitudinales (b)
E-13	Vigas transversales (a)
E-14	Vigas transversales (b)
E-15	Vigas sótanos 1°, 2°, 3° longitudinales
E-16	Vigas sótanos 1°, 2°, 3° transversales
E-17	Vigas de cisterna
E-18	Escaleras

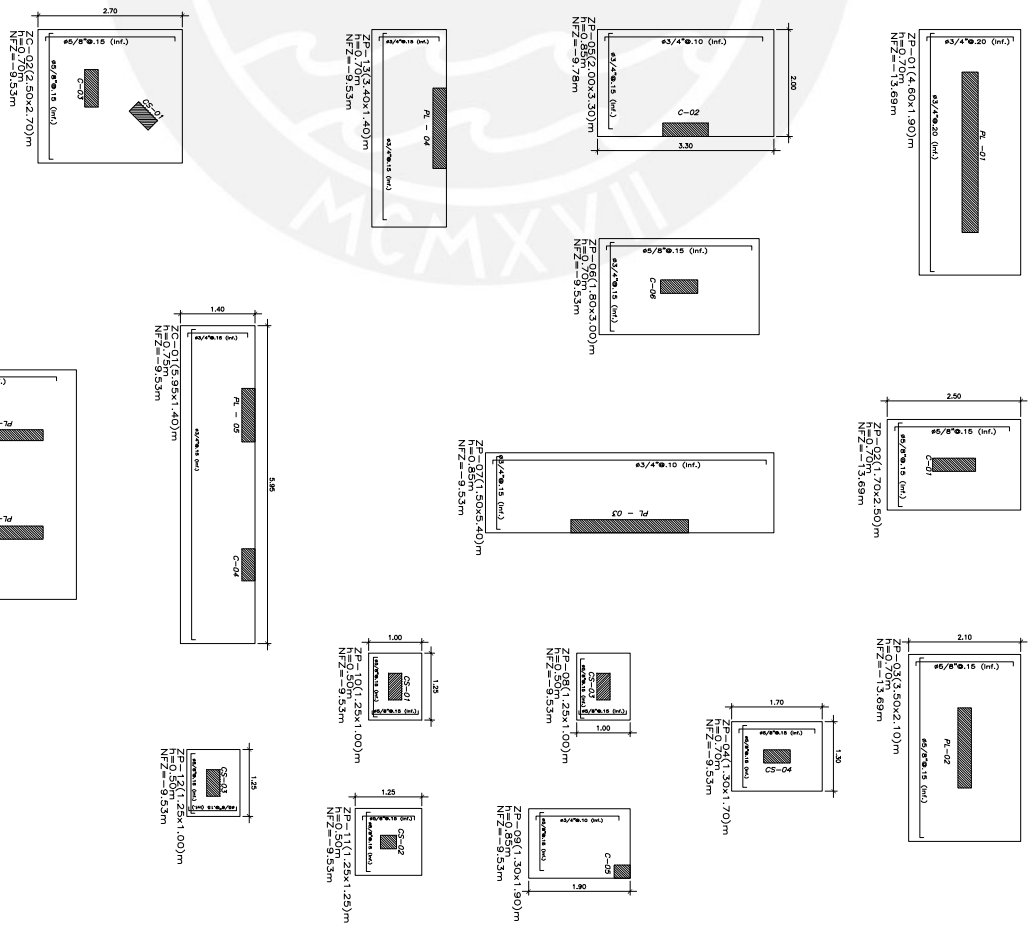


PLANTA DE CIMENTACION

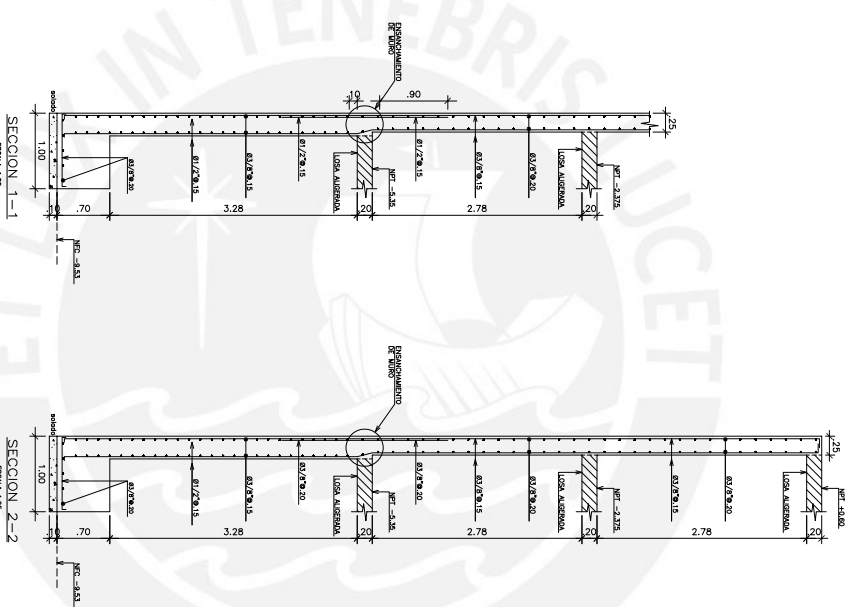
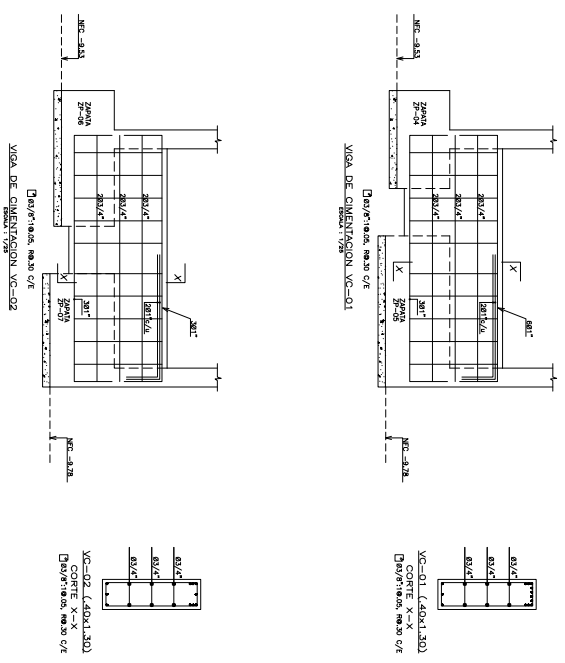
Escala: 1/750

CONDICIONES DE CIMENTACION

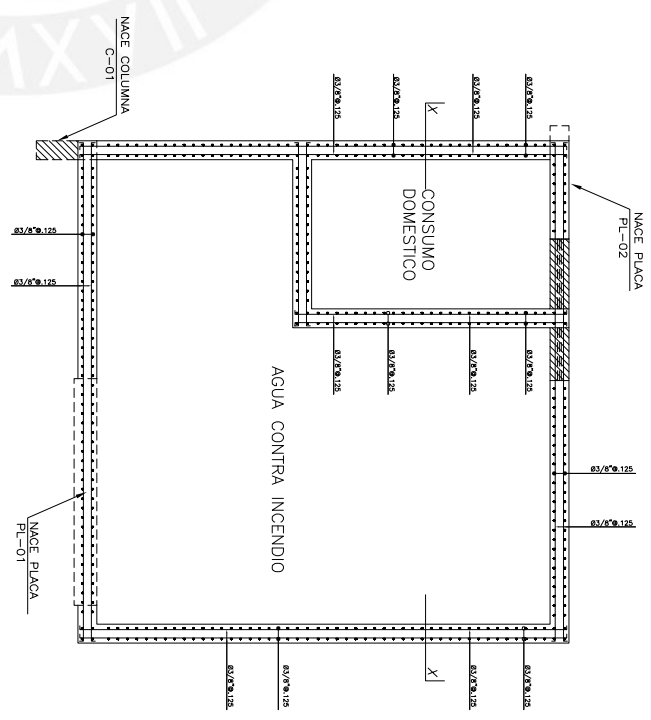
DE ACUERDO AL ESTUDIO DE SUELOS REALIZADO:
 TIPO DE CIMENTACION: ZAPATA AISLADA, COMBINADA Y CIMENTOS CORRIDOS
 ESTADO DE AGREGADO: ESTABILIZADO
 CANTIDAD DE AGREGADO: 4.00 kg/cm²
 CANTIDAD DE AGREGADO: 4.00 kg/cm²
 RECOMENDACION ADICIONAL: NO DEBE CUENTARSE SOBRE TUBA SUELO
 DEBE ENTERRARSE EN UNO DE LOS LADOS INDUSTRIAL O RELEVOS NO CONTROLADOS.



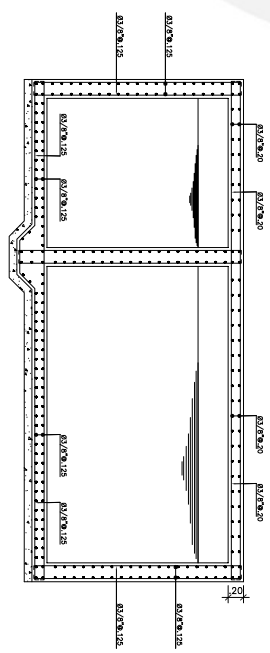
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE PANAMÁ
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
 CARRER: AV. ANTONIO GONZÁLEZ ROSA
 TELÉFONO: 507-3034482
 E-02



CORTES DE MUROS DE SÓTANO
ESCALA 1:25

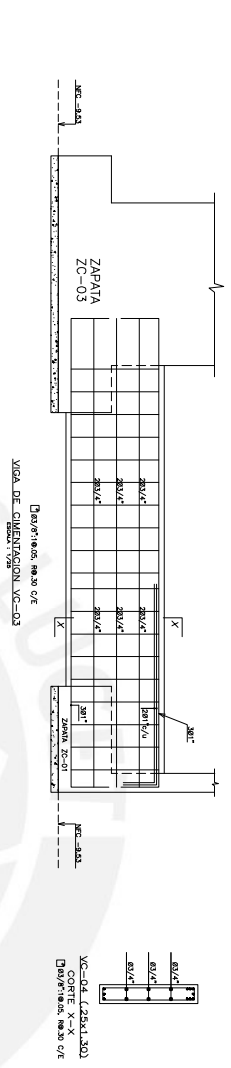


PLANTA DE CISTERNA
ESCALA 1:25



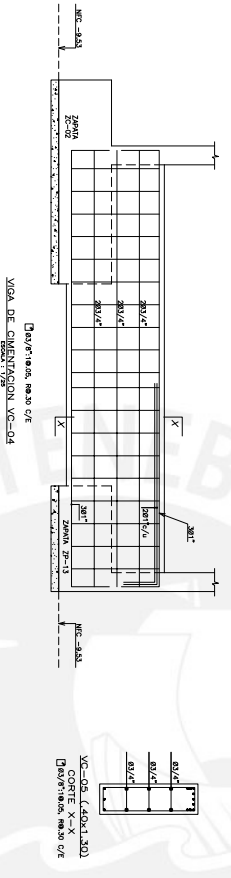
SECCION X-X
ESCALA 1:25

	UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE FACULTAD DE INGENIERÍA	PROYECTO DE GRADUACIÓN TÍTULO: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UNA ESTACION DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Y 3 SONDOS EN EL DISTRITO DE LA CISTERNA Y DETALLES DE CONDUCCION	FECHA: 2013-2014
	COMISIONADO: GERENTE DE OPERACIONES Y MANTENIMIENTO ING. GUERRIN ALBERTO GARCERAN	AUTOR: INGENIERO EN SISTEMAS DE AGUAS ING. GUERRIN ALBERTO GARCERAN	TÍTULO: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UNA ESTACION DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Y 3 SONDOS EN EL DISTRITO DE LA CISTERNA Y DETALLES DE CONDUCCION
E-03 PLAN DE OBRAS		NOMBRE DEL ALUMNO: GUERRIN ALBERTO GARCERAN	



YGA DE CIMENTACION VC-03
Dibujado: 18.03.07

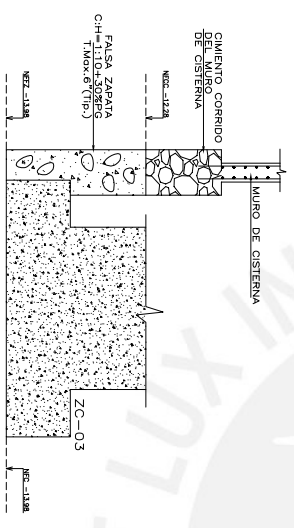
VC-04 (25x1.30)
CORTE X-X
Dibujado: 18.03.07



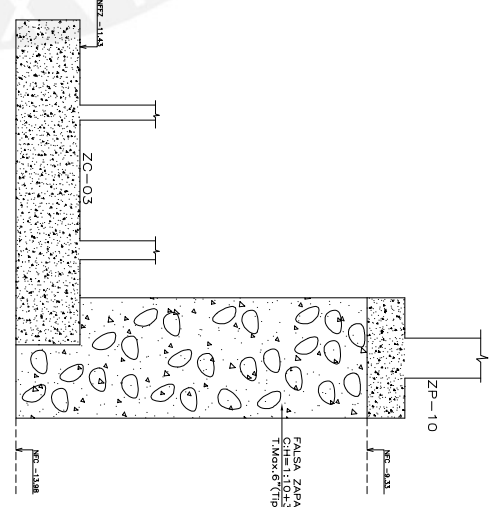
YGA DE CIMENTACION VC-04
Dibujado: 18.03.07

VC-05 (25x1.30)
Dibujado: 18.03.07

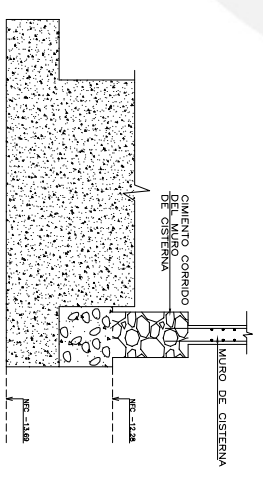
DETALLE 2 - FALSA ZAPATA
ESCALA : 1/25



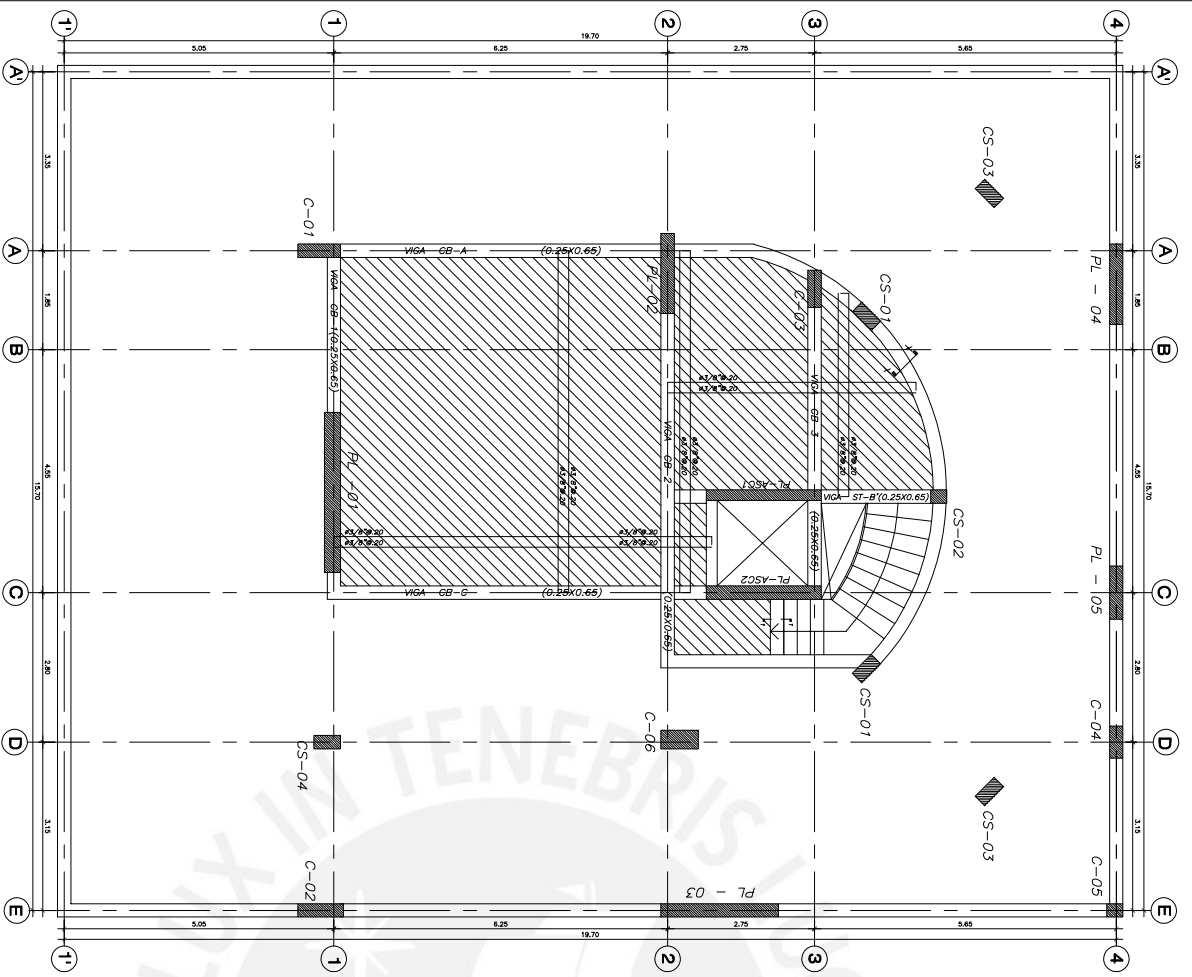
DETALLE 1 - FALSA ZAPATA
ESCALA : 1/25



DETALLE 3 - FALSA ZAPATA
ESCALA : 1/25



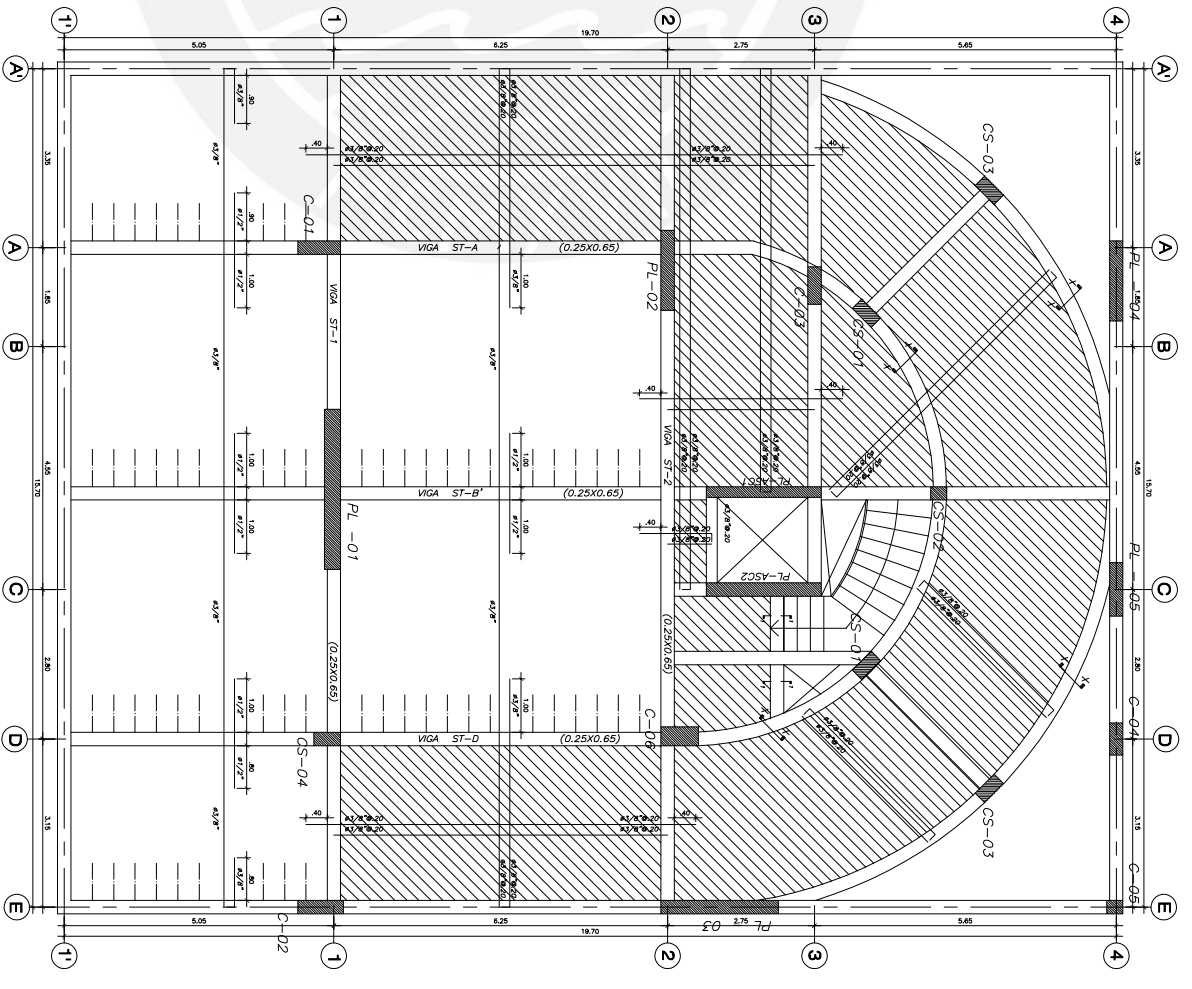
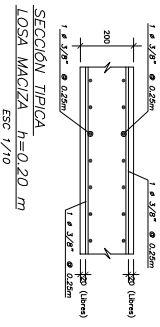
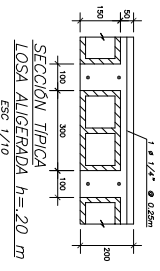
		UNIVERSIDAD CATÓLICA DE VALPARAÍSO	
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y SERVICIOS TECNOLÓGICOS			
COMISIÓN TÉCNICA ASISTENTE DE LA EDUCACIÓN			
FORTALECIMIENTO DE LA CALIDAD DE LA EDUCACIÓN			
PROYECTO DE INVESTIGACIÓN Y SERVICIOS TECNOLÓGICOS			
TÍTULO: FORTALECIMIENTO DE LA EDUCACIÓN			
AUTOR: CAROL ALBERTO GUTIÉRREZ RIVERA			
FECHA DE ENTREGA: 2013/04/25			
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y SERVICIOS TECNOLÓGICOS			
VALPARAÍSO, CHILE - 2013			
E-04		PLAN: FORTALECIMIENTO DE LA EDUCACIÓN	



ENCOFRADO DE TECHO DE CISTERNA Y CUARTO DE BOMBAS

ESCALA: 1:50
 Concreto Estructural: $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 Acero Estructural: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 ALIGERADO $h=0.20m$,
 MACIZA $h=0.20m$,

S/C=200 Kg/m²
 S/C=200 Kg/m²

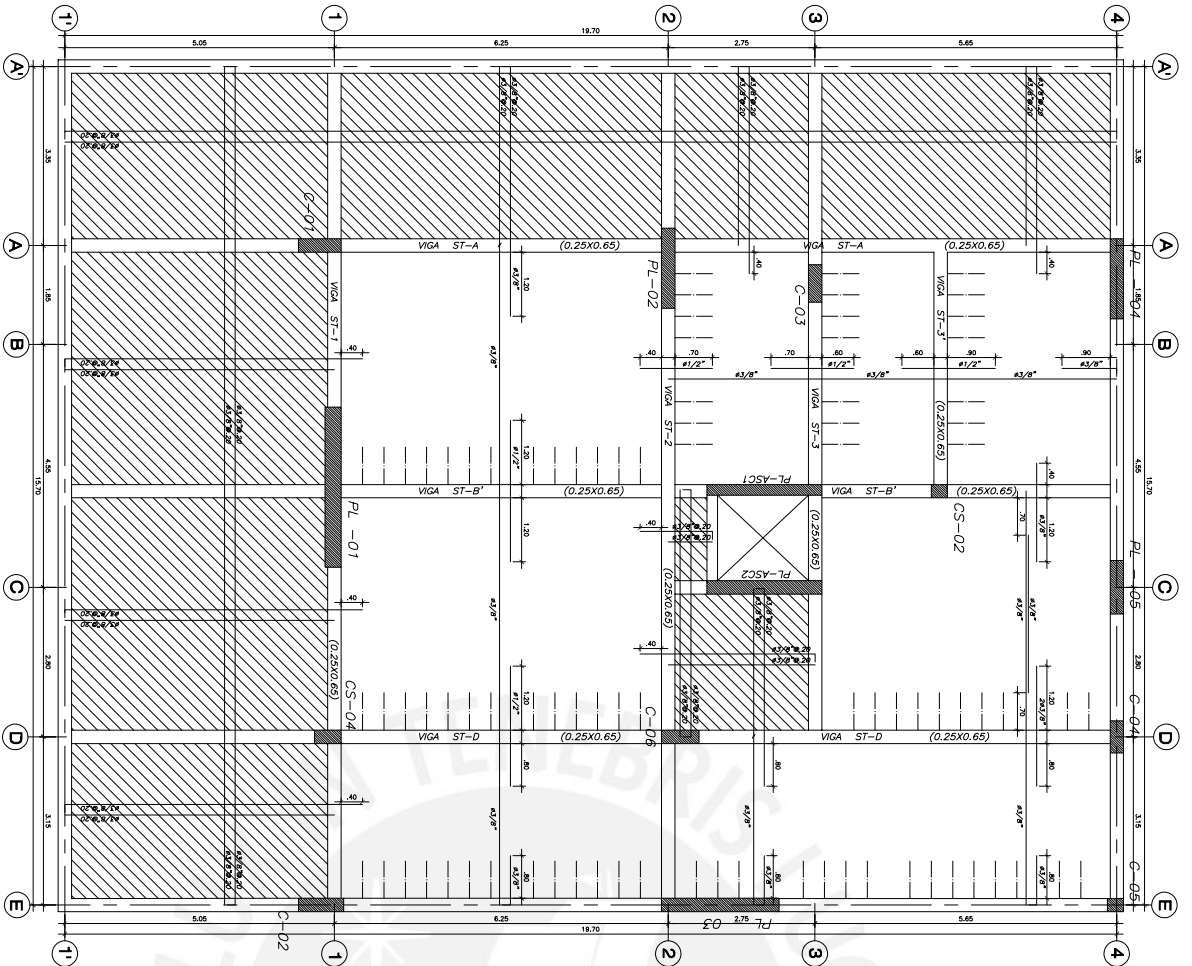


ENCOFRADO DE TECHO DEL 2º Y 3º SOTANO

ESCALA: 1:50
 Concreto Estructural: $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 Acero Estructural: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 ALIGERADO $h=0.20m$,
 MACIZA $h=0.20m$,

S/C=200 Kg/m²
 S/C=200 Kg/m²

INSTITUTO VICE-RECTORAL DE INVESTIGACION Y DESARROLLO TECNOLÓGICO
 INSTITUTO VICE-RECTORAL DE INVESTIGACION Y DESARROLLO TECNOLÓGICO
 INSTITUTO VICE-RECTORAL DE INVESTIGACION Y DESARROLLO TECNOLÓGICO
 INSTITUTO VICE-RECTORAL DE INVESTIGACION Y DESARROLLO TECNOLÓGICO
 INSTITUTO VICE-RECTORAL DE INVESTIGACION Y DESARROLLO TECNOLÓGICO
E-05



ENCERRADO DE TECHO DE 1ª SOTANO

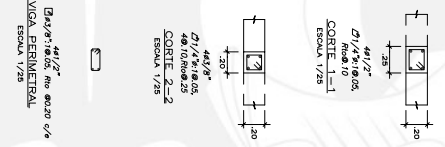
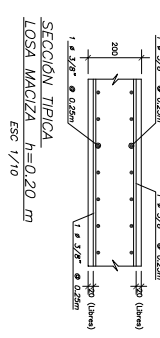
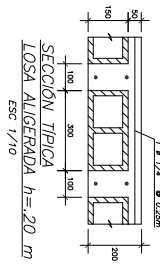
ESCALA: 1:50

Concreto Estructural: $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 Acero Estructural: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

ALIGERADO $h=0.20m$,
 MACIZA $h=0.20m$

S/C=200 Kg/m^2
 S/C=200 Kg/m^2

NOTA: SE HA CONSIDERADO UNA
 LAS ZONAS DONDE SE INDICA EN
 LA DISTRIBUCION.



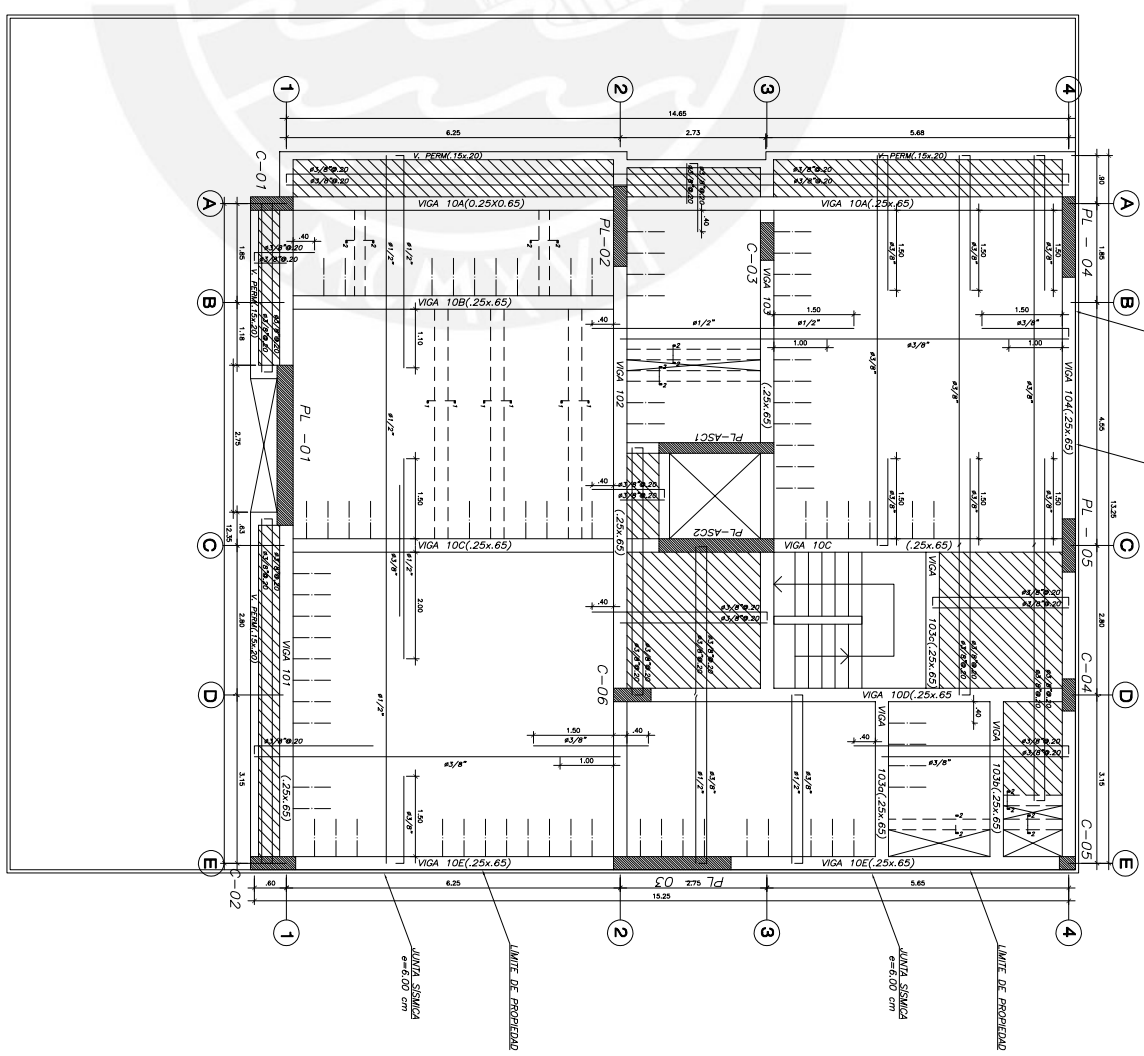
ENCERRADO DE TECHO DE NIVELES IMPARES

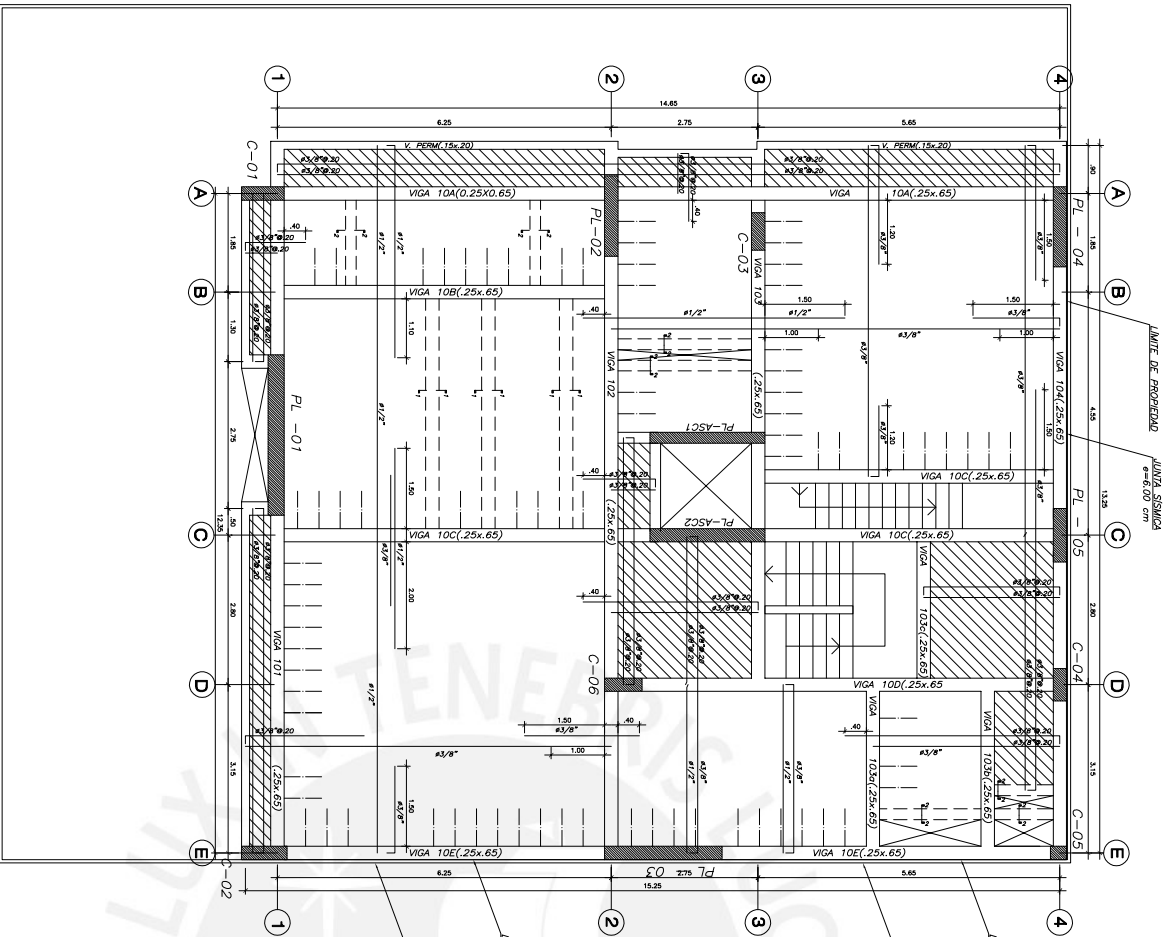
ESCALA: 1:50

Concreto Estructural: $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 Acero Estructural: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

ALIGERADO $h=0.20m$,
 MACIZA $h=0.20m$

S/C=200 Kg/m^2
 S/C=200 Kg/m^2





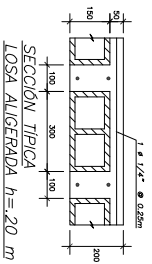
ENCOFRADO DE TECHO DE NIVELES PARES

ESCALA: 1:50

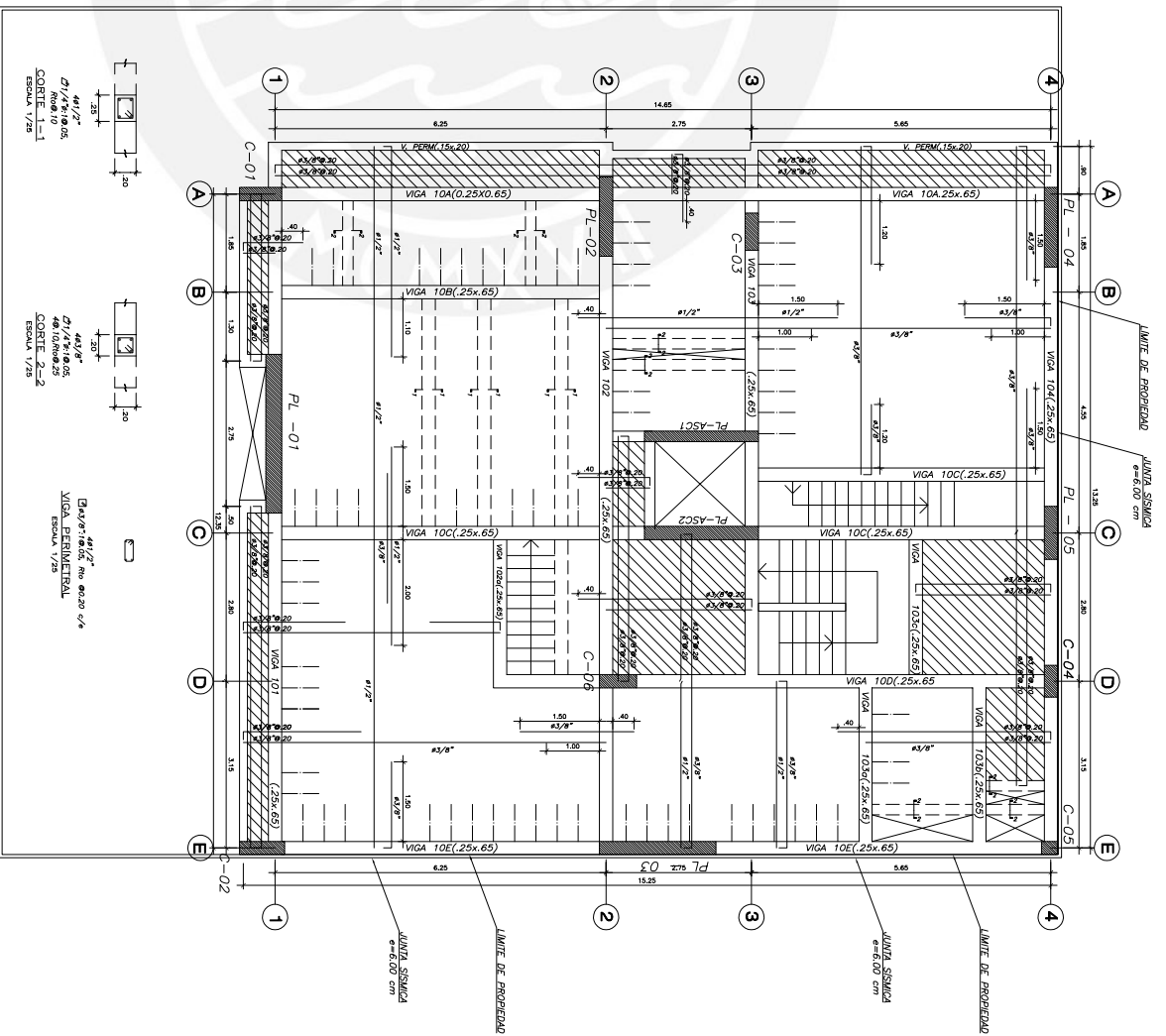
Concreto Estructural: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 Acero Estructural: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

ALIGERADO $h=0.20\text{m}$,
 MACIZA $h=0.20\text{m}$,

S/C=200 kg/m^2
 S/C=200 kg/m^2



SECCIÓN TÍPICA
LOSA ALIGERADA $h=20 \text{ m}$
ESCALA 1/10



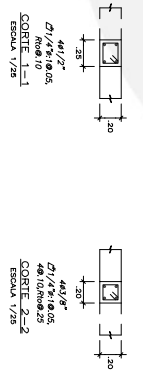
ENCOFRADO DE TECHO 7º NIVEL

ESCALA: 1:50

Concreto Estructural: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 Acero Estructural: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

ALIGERADO $h=0.20\text{m}$,
 MACIZA $h=0.20\text{m}$,

S/C=200 kg/m^2
 S/C=200 kg/m^2

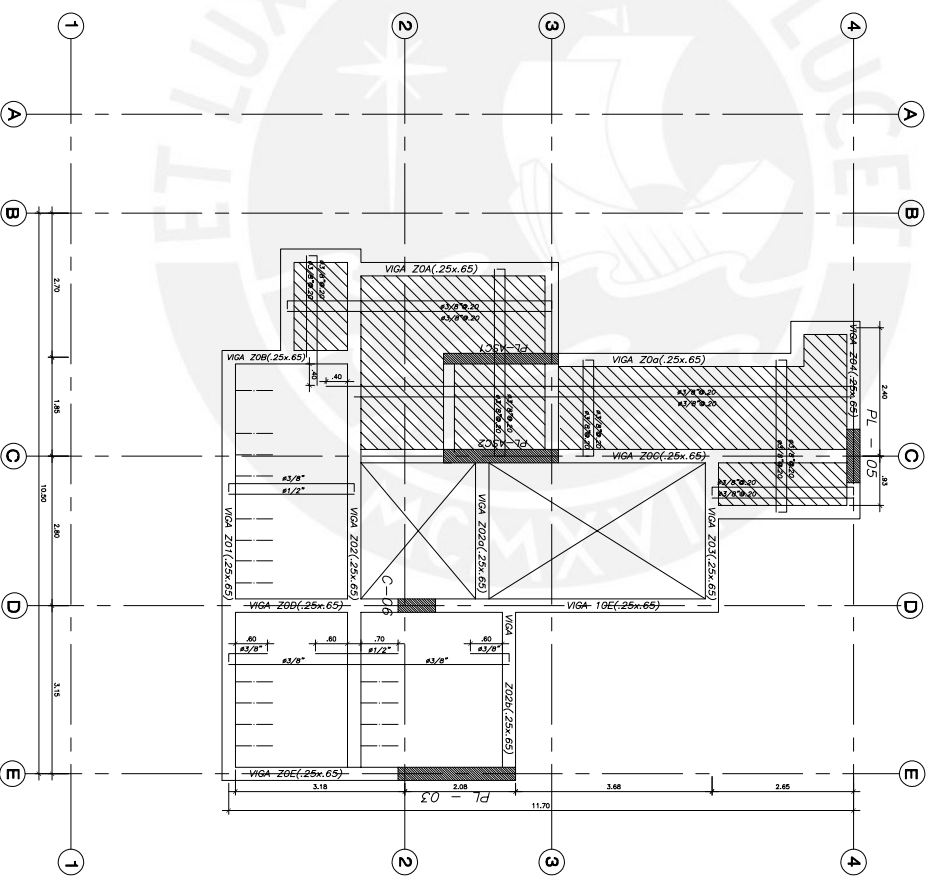


SECCIÓN TÍPICA
LOSA ALIGERADA $h=20 \text{ m}$
ESCALA 1/25

SECCIÓN TÍPICA
LOSA MACIZA $h=20 \text{ m}$
ESCALA 1/25

INSTITUTO VICE-RECTORAL DE INVESTIGACION Y DESARROLLO TECNOLÓGICO

E-07



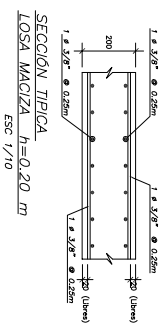
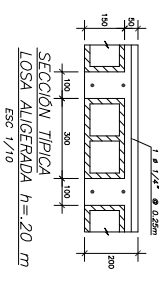
ENCOFRADO DEL TECHO DE LA AZOTEA

ESCALA: 1:50

ALIGERADO $h=0.20m$
 MACIZA $h=0.20m$

S/C=100 Kg/m²
 S/C=100 Kg/m²

Concreto Estructural: $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 Acero Estructural: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$



INSTITUTO TECNOLÓGICO DE TENEBRIS LUX	
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL	
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL	
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL	
NOMBRE DEL ALUMNO:	
NÚMERO DE IDENTIFICACIÓN:	
FECHA DE ENTREGA:	
CALIFICACIÓN:	
E-08	

CUADRO RESUMEN DE COLUMNAS SÓTANOS

ESCALA 1/30

CS-01		CS-02	
CS-03		CS-04	

CUADRO RESUMEN DE COLUMNAS 1° TRAMO

ESCALA 1/30

C-01		C-02	
C-03		C-04	
C-05		C-06	

CUADRO RESUMEN DE COLUMNAS 2° TRAMO

ESCALA 1/30

C-01		C-02	
C-03		C-04	
C-05		C-06	

CUADRO RESUMEN DE COLUMNAS 3° TRAMO

ESCALA 1/30

C-01		C-02	
C-03		C-04	
C-05		C-06	

CUADRO RESUMEN DE PLACAS 1° TRAMO

ESCALA 1/30

PL-01		PL-02	
PL-03		PL-04	
PL-05		PL-06	

CUADRO RESUMEN DE PLACAS 2° TRAMO

ESCALA 1/30

PL-01		PL-02	
PL-03		PL-04	
PL-05		PL-06	

CUADRO RESUMEN DE PLACAS 3° TRAMO

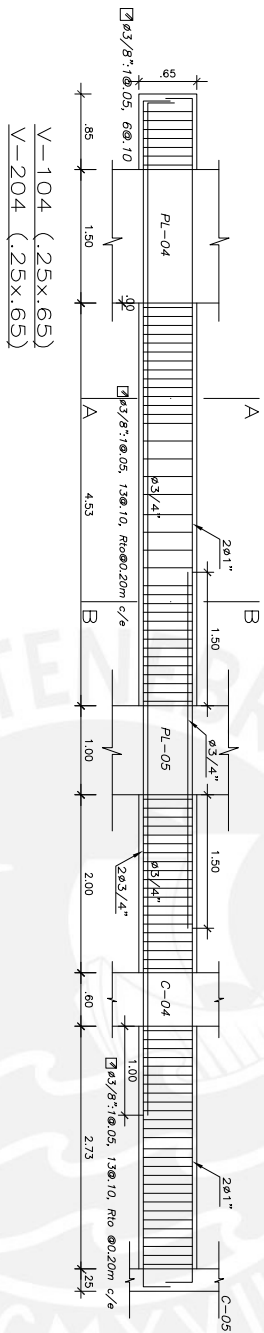
ESCALA 1/30

PL-01		PL-02	
PL-03		PL-04	
PL-05		PL-06	

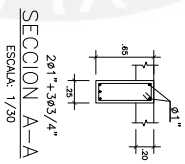
CUADRO RESUMEN PLACAS DEL ASCENSOR

ESCALA 1/30

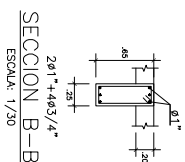
1° TRAMO	2° TRAMO	3° TRAMO
PL-ASC1	PL-ASC1	PL-ASC1
PL-ASC2	PL-ASC2	PL-ASC2



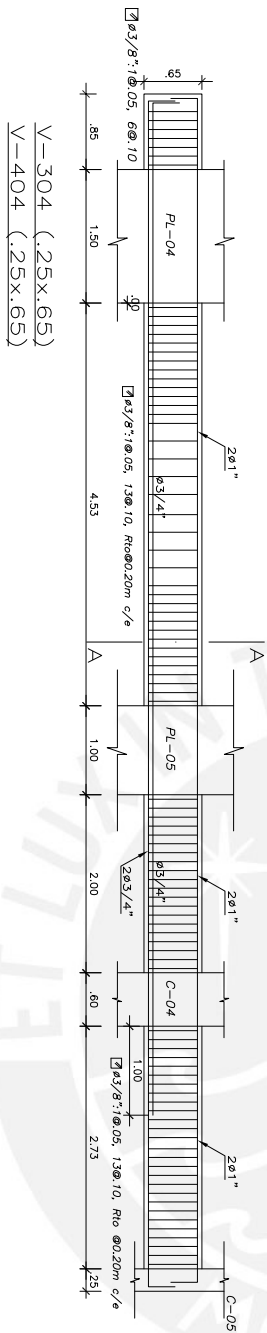
V-104 (.25x.65)
V-204 (.25x.65)



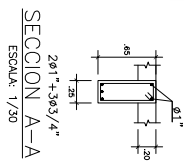
SECCION A-A
ESCALA: 1/30



SECCION B-B
ESCALA: 1/30



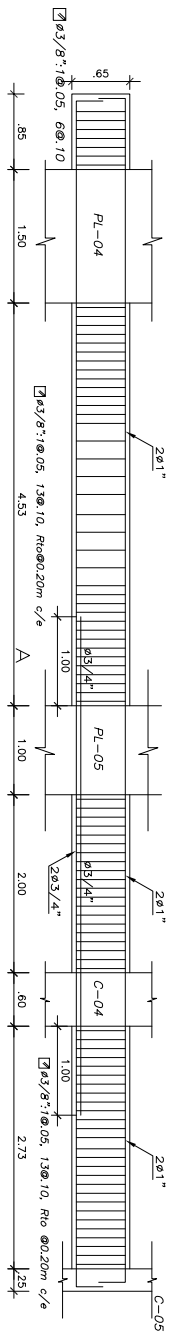
V-304 (.25x.65)
V-404 (.25x.65)



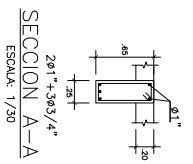
SECCION A-A
ESCALA: 1/30




SECCION B-B
ESCALA: 1/30

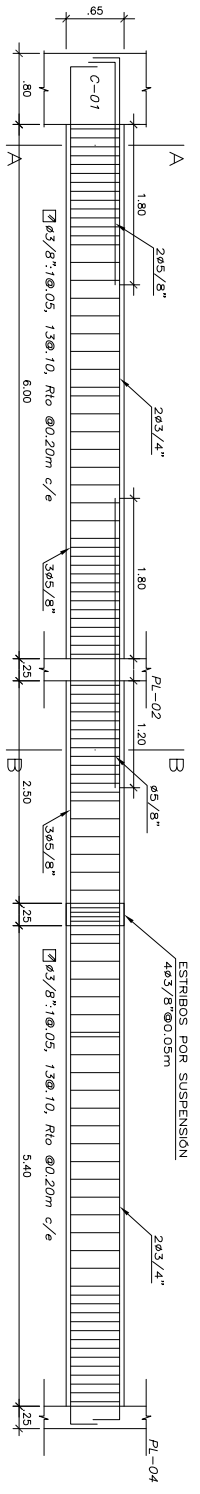


V-504 (.25x.65)
V-604 (.25x.65)
V-704 (.25x.65)

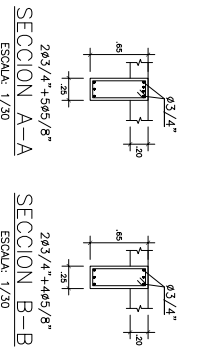


SECCION A-A
ESCALA: 1/30

 UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		INSTITUCIÓN EDUCATIVA, DE UNA ESPECIALIDAD EN INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS Y 3 ESPECIALIDADES EN LA ESPECIALIDAD DE INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS - VÍAS LONGITUDINALES (b)	
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA		CEAR Alberto Guzmán Rivas 20135492	
TÍTULO: INGENIERO EN INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS		SEMESTRE: 10/05	
ASIGNATURA: MECÁNICA DE MATERIALES		TÍTULO: E-12	
PROFESOR: ING. CHRISTIAN ADAR CAMAROCCHA		FECHA: FEB - 2021	
ESCALA: 1/30		TIPO: CALIFICACIÓN	

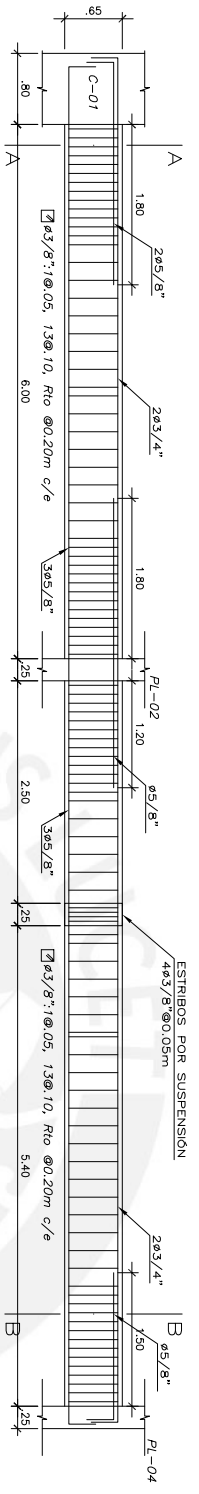


V-10A (.25x.65)
 V-20A (.25x.65)
 V-50A (.25x.65)

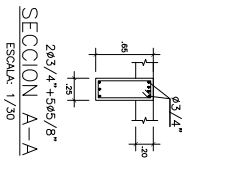


SECCION A-A
 ESCALA: 1/30

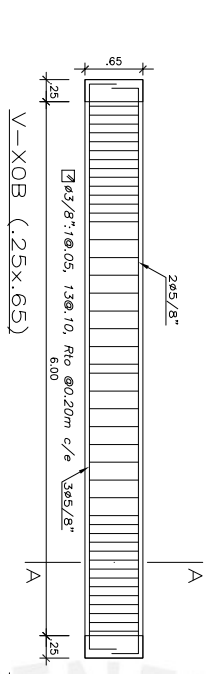
SECCION B-B
 ESCALA: 1/30



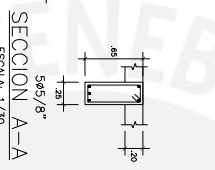
V-30A (.25x.65)
 V-40A (.25x.65)



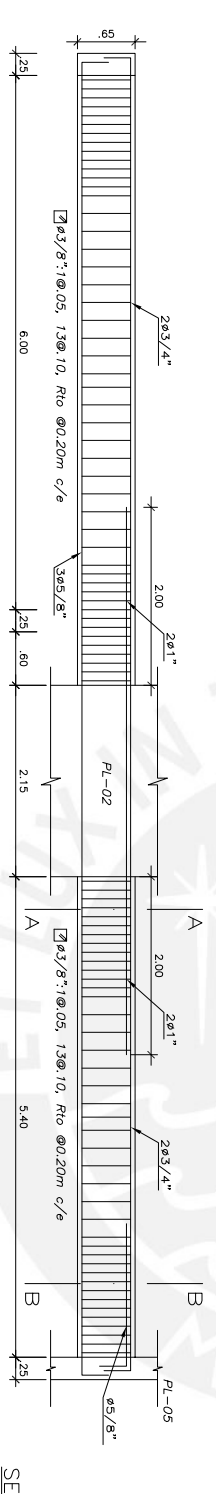
SECCION A-A
 ESCALA: 1/30



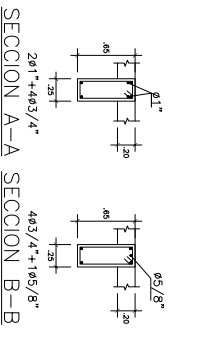
V-X0B (.25x.65)



SECCION A-A
 ESCALA: 1/30

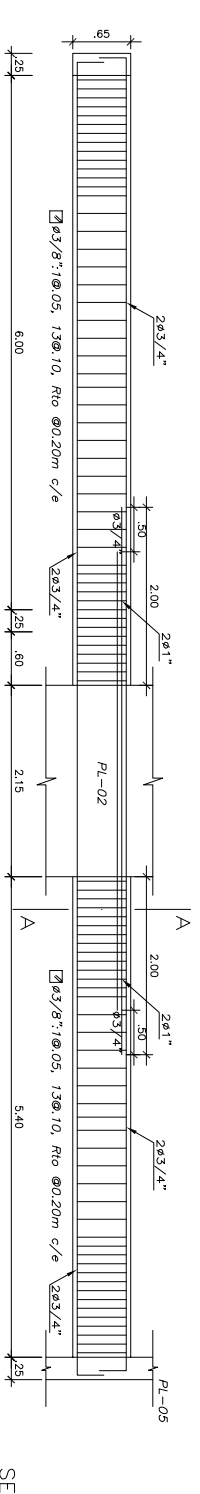


V-10C (.25x.65)
 V-20C (.25x.65)
 V-50C (.25x.65)

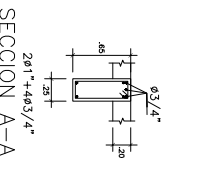


SECCION A-A
 ESCALA: 1/30

SECCION B-B
 ESCALA: 1/30

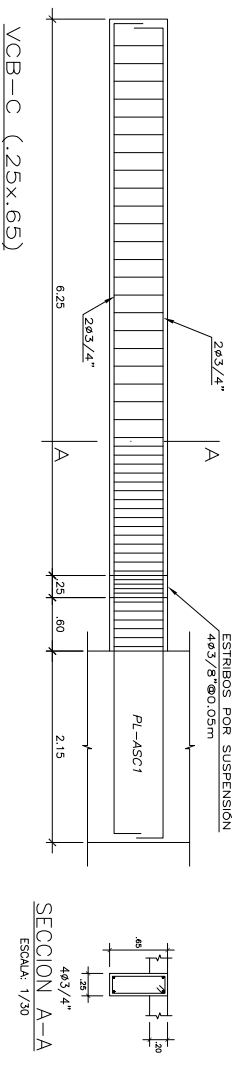
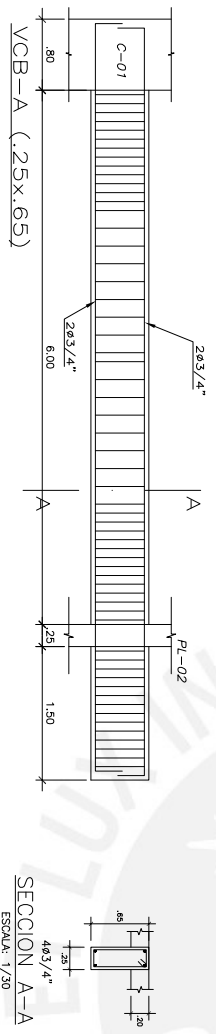
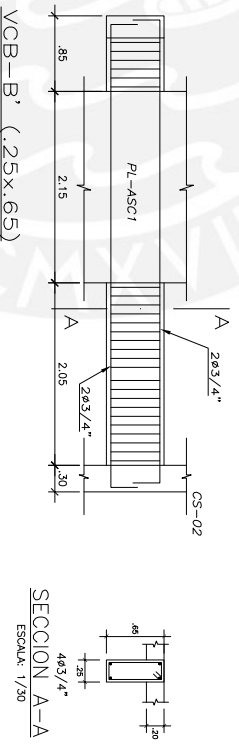
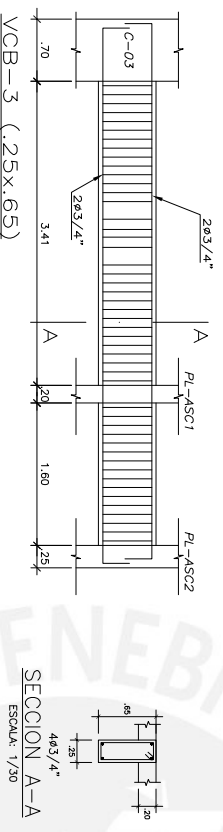
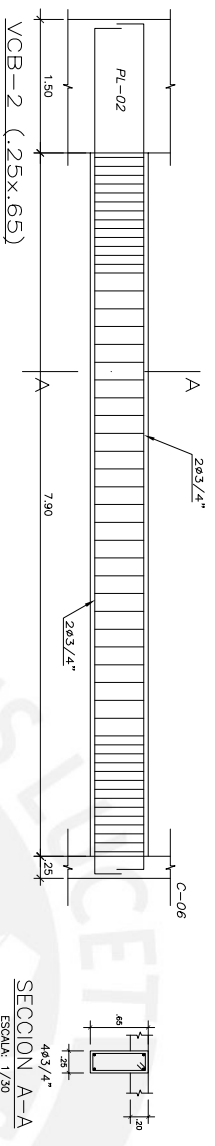
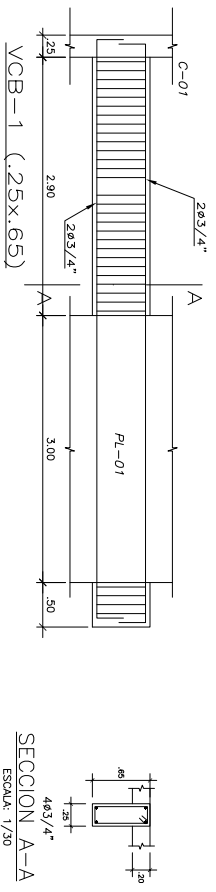



V-30C (.25x.65)
 V-40C (.25x.65)



SECCION A-A
 ESCALA: 1/30

		UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INGENIERIA	
FACULTAD DE INGENIERIA CARRERA DE INGENIERIA EN OBRAS DE BARRIO		TÍTULO: E-13 TEMA: CONSTRUCCIÓN DE UNA PASADIZO SUBTERRANEO DE 7.00m DE ANCHO Y 3.00m DE ALTO EN EL ESTRECHO DE VIALS TRANSVERSAL	
PROFESOR: Cesar Alberto Sotomayor Rivera CODIGO: 20110150492		ALUMNO: MANUEL RAMIRO LIMA CODIGO: 20110150492	
FECHA: 1/30		PÁGINA: 25 DE 25	



 <p>UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	<p>UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE INGENIERÍA CARRERA DE INGENIERÍA ELECTRÓNICA</p>	<p>PROFESOR ING. CHERUBIN ALVAREZ GARCERAN</p>	<p>FECHA 1/30</p>	<p>PROYECTO E-17</p>
	<p>PROYECTO DE INGENIERÍA ELECTRÓNICA</p>	<p>PROYECTO DE INGENIERÍA ELECTRÓNICA</p>	<p>PROYECTO DE INGENIERÍA ELECTRÓNICA</p>	<p>PROYECTO DE INGENIERÍA ELECTRÓNICA</p>

