

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA
MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS**

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presentan los bachilleres:

Autores

Javier Moreno Ramirez 20132225

Dussan Zevallos Gazzolo 20132698

Asesor

Juan Antonio Montalbetti Solari

Lima – Perú

2019

RESUMEN

El presente trabajo tiene como objetivo el análisis y diseño estructural de concreto armado de un edificio multifamiliar de ocho pisos ubicado en el distrito de San Isidro, Lima, Perú. El primer piso del edificio está destinado a la recepción del edificio y dos departamentos, uno más pequeño que el otro. Los pisos típicos están destinados exclusivamente a departamentos. Los estacionamientos por su lado se encontrarán alrededor del edificio, los cuales no son propiedad exclusiva del edificio y el uso de estos es público.

Por otro lado, el edificio será construida en un área menor a la del terreno, estando la edificación retirada del terreno 1.20 metros en todo el perímetro. Debido a ello, no se contarán con zapatas excéntricas en la cimentación.

El terreno en donde se encuentra el proyecto es cuadrangular con 475 m^2 de área y con una capacidad portante del suelo alta de 4 kg/cm^2 . El terreno cuenta con 22.15 m de frente y 21.73 m de fondo aproximadamente.

El edificio está estructurado en base a elementos de concreto armado, utilizando vigas, columnas y muros de corte (placas) las cuales predominan en el sistema y son los elementos que controlan los desplazamientos laterales de la estructura.

Con respecto a los techos, se utilizaron losas aligeradas en un sentido de 20cm de peralte. Este tipo de losa se seleccionó por las dimensiones de los paños que cuenta la arquitectura y por las solicitaciones de la estructura.

Para el análisis sísmico se utilizó el programa ETABS y el análisis por cargas de gravedad fue realizado manualmente con ayuda de hojas de cálculo. Se calcularon los parámetros propuestos por la Norma E.030 del RNE y se verificó la regularidad de la estructura.

La cimentación se resolvió con zapatas aisladas y zapatas conectadas a una misma profundidad respecto al nivel de piso terminado. El análisis se realizó con ayuda de hojas de cálculo y para zapatas combinadas más complejas mediante un modelamiento basado en elementos finitos con ayuda del software SAFE.

Como conclusión, se corroboró que la estructura diseñada es regular y no fue necesario modificar el factor R_o correspondiente.

En estas líneas quiero agradecer a mi madre por su esfuerzo de querer verme profesional, por su paciencia y comprensión. A mi padre, por su ejemplo y enseñanzas de cómo ser una gran persona y porque siempre lo tendré presente en todo aspecto de mi vida.

Javier Moreno



Agradecer a todas las personas que pudieron hacer mi titulación posible, en especial a mis padres que siempre estuvieron apoyándome e inculcándome a ser la mejor versión de mí. A Camila, que siempre me brindó todo su amor, soporte y cariño.

Dussan Zevallos

Contenido

| | |
|--|----|
| RESUMEN | I |
| Listado de figuras | VI |
| Listado de tablas..... | X |
| CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN | 1 |
| 1.1 Arquitectura del proyecto | 1 |
| 1.2 Normas a utilizar..... | 2 |
| 1.3 Aspectos generales del diseño de concreto armado..... | 3 |
| 1.4 Propiedades mecánicas de los materiales..... | 3 |
| 1.5 Cargas utilizadas | 4 |
| 1.6 Tabiquería..... | 4 |
| CAPITULO 2: ESTRUCTURACIÓN | 5 |
| 2.1 Consideraciones Generales | 5 |
| 2.2 Techos | 5 |
| 2.3 Vigas Peralgadas..... | 6 |
| 2.4 Vigas Chatas..... | 6 |
| 2.5 Columnas..... | 6 |
| 2.6 Muros de Corte..... | 6 |
| CAPITULO 3: PRE DIMENSIONAMIENTO | 9 |
| 3.2 Aligerados..... | 9 |
| 3.3 Losas en dos direcciones | 9 |
| 3.4 Vigas | 9 |
| 3.5 Columnas..... | 9 |
| 3.6 Muros de corte..... | 11 |
| 3.7 Escaleras..... | 11 |
| CAPITULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO | 12 |
| 4.1 Definición de Parámetros | 12 |
| 4.2 Zonificación | 12 |
| 4.3 Condiciones Geotécnicas..... | 12 |
| 4.4 Factor de amplificación sísmica..... | 13 |
| 4.5 Categoría de clasificación | 14 |

| | | |
|--|---|----|
| 4.6 | Coeficiente de Reducción | 14 |
| 4.7 | Análisis Estático | 14 |
| 4.8 | Análisis Dinámico..... | 16 |
| 4.9 | Modelo Estructural..... | 16 |
| 4.10 | Análisis Modal..... | 16 |
| 4.11 | Análisis de Resultados | 17 |
| 4.12 | Análisis de Irregularidades..... | 19 |
| | Irregularidad por rigidez y resistencia..... | 19 |
| | Irregularidad por Masa o Peso y por Geometría vertical..... | 21 |
| | Irregularidad por Discontinuidad en los sistemas Resistentes..... | 22 |
| | Irregularidad Torsional..... | 22 |
| | Irregularidad por Esquinas Entrantes, Diafragma, sistemas no paralelos..... | 24 |
| CAPITULO 5: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS | | 25 |
| 5.1 | Pesos unitarios..... | 25 |
| 5.2 | Modelo y análisis estructural..... | 25 |
| 5.3 | Procedimientos de diseño | 26 |
| 5.3.1 | Diseño de Viguetas Típicas | 26 |
| 5.3.2 | Diseño de Losa Maciza. | 30 |
| CAPÍTULO 6: DISEÑO DE VIGAS | | 36 |
| 6.1 | Definición de los Elementos | 36 |
| 6.2 | Diseño de Vigas Peraltadas..... | 36 |
| 6.2.1 | Diseño por Flexión (Viga Peraltada)..... | 41 |
| 6.2.2 | Diseño por Corte (Viga Peraltada):..... | 43 |
| 6.3 | Diseño de Viga Chata..... | 46 |
| 6.3.1 | Diseño por Flexión (Viga Chata):..... | 47 |
| 6.3.2 | Diseño por Corte (Viga Chata):..... | 48 |
| CAPÍTULO 7: DISEÑO DE COLUMNAS | | 49 |
| 7.1 | Metrado de cargas y método de diseño..... | 49 |
| 7.2 | Ejemplo de diseño | 49 |
| 7.3 | Diseño por flexo compresión..... | 49 |
| 7.4 | Diseño por fuerza cortante..... | 55 |
| 7.4.1 | Diseño por resistencia | 55 |

| | | |
|---|--|-----|
| 7.4.2 | Diseño por capacidad | 57 |
| 7.5 | Diseño columna Piso 5 – Azotea..... | 59 |
| CAPITULO 8: DISEÑO DE PLACAS..... | | 61 |
| 8.1 | Descripción | 61 |
| 8.2 | Materiales:..... | 61 |
| 8.3 | Ejemplo de diseño | 61 |
| 8.4 | Análisis estructural y diseño | 62 |
| 8.4.1 | Análisis por flexo-compresión: | 62 |
| 8.4.2 | Diseño por fuerza cortante..... | 66 |
| CAPITULO 9: DISEÑO DE CIMENTACIONES..... | | 70 |
| 9.1 | Definición de Elementos..... | 70 |
| 9.2 | Diseño de Zapata Aislada..... | 71 |
| 9.2.1 | Análisis de Fuerzas..... | 71 |
| 9.2.2 | Diseño por cortante y punzonamiento..... | 73 |
| 9.2.3 | Diseño por flexión..... | 75 |
| 9.3 | Zapata combinada | 76 |
| 9.3.1 | Diseño de Viga de Cimentación | 79 |
| CAPÍTULO 10: DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES | | 80 |
| 10.1 | Introducción | 80 |
| 10.2 | Diseño de columnetas | 81 |
| 10.2.1 | Carga sísmica | 81 |
| 10.2.2 | Arriostres | 82 |
| 10.2.3 | Muro de separación de ambiente | 86 |
| CAPITULO 11: DISEÑO DE ESCALERAS..... | | 88 |
| CAPÍTULO 12: METRADO DEL EDIFICIO | | 92 |
| 12.1 | Concreto..... | 92 |
| 12.2 | Acero | 93 |
| 12.3 | Encofrado | 95 |
| CAPITULO 13: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES..... | | 98 |
| 13.1 | Comentarios | 98 |
| 13.2 | Conclusiones..... | 99 |
| BIBLIOGRAFÍA..... | | 100 |

Listado de figuras

| | |
|--|----|
| Figura 1. Arquitectura primer nivel..... | 1 |
| Figura 2. Arquitectura pisos típicos..... | 2 |
| Figura 3. Estructuración piso típico..... | 7 |
| Figura 4. Estructuración azotea | 8 |
| Figura 5. Distribución de columnas..... | 10 |
| Figura 6. Predimensionamiento de escalera..... | 11 |
| Figura 7. Distribución de zonas sísmicas en Perú | 12 |
| Figura 8. Relación entre factor de zona, suelo y periodo | 13 |
| Figura 9. Categoría de las edificaciones y factor "U" | 14 |
| Figura 10. Sistemas estructurales | 14 |
| Figura 11. Modelo estructural en ETABS | 16 |
| Figura 12. Espectro de pseudo-aceleraciones | 16 |
| Figura 13. Irregularidad de piso blando y piso débil..... | 19 |
| Figura 14. Irregularidad de extrema rigidez y resistencia..... | 19 |
| Figura 15. Irregularidad de masa o peso y geométrica vertical..... | 21 |
| Figura 16. Irregularidad en planta torsional y torsional extrema..... | 22 |
| Figura 17. Dirección de aligerados | 26 |
| Figura 18. Alternancia de cargas para la vigueta | 27 |
| Figura 19. Detalle de aligerado | 27 |
| Figura 20. Expresiones diseño por flexión | 28 |
| Figura 21. Armado de vigueta | 29 |
| Figura 22. Detalle de ensanche de aligerado | 29 |
| Figura 23. Consideraciones de apoyo en losa maciza | 30 |
| Figura 24. Losa 1..... | 31 |
| Figura 25. Coeficientes para momentos positivos por carga muerta..... | 31 |
| Figura 26. Coeficientes para momentos positivos por carga viva | 32 |
| Figura 27. Coeficientes para momentos negativos para carga amplificada | 32 |
| Figura 28. Modelo de análisis para la losa 2 | 33 |
| Figura 29. Momentos en losa maciza | 34 |

| | |
|--|----|
| Figura 30. Tipos de vigas utilizadas | 36 |
| Figura 31. Área tributaria de la viga | 36 |
| Figura 32. Pesos unitarios para albañilería | 37 |
| Figura 33. Modelo de viga con respectivas fuerzas para los diferentes tramos | 38 |
| Figura 34. Envolvente de momentos flectores del primer tramo | 39 |
| Figura 35. Envolvente de fuerzas cortantes del primer tramo | 39 |
| Figura 36. Envolvente de momentos flectores para el tramo central..... | 40 |
| Figura 37. Envolvente de fuerzas cortantes para el tramo central..... | 40 |
| Figura 38. Distribución de las varillas de acero colocadas en envolvente de momentos flectores del primer tramo | 42 |
| Figura 39. Distribución de las varillas de acero colocadas en el diagrama de momentos flectores del tramo central..... | 43 |
| Figura 40. Expresiones diseño por fuerza cortante | 43 |
| Figura 41. Requerimiento de estribos en vigas..... | 45 |
| Figura 42. Diagrama de momentos y fuerzas cortantes debido a carga muerta | 46 |
| Figura 43. Diagrama de momentos y fuerzas cortantes debido a la carga última | 47 |
| Figura 44. Detalle de viga chata | 48 |
| Figura 45. Columna de diseño..... | 49 |
| Figura 46. Armado propuesto de columna | 50 |
| Figura 47. Puntos notables diagrama de interacción | 50 |
| Figura 48. Falla en compresión pura | 51 |
| Figura 49. Falla balanceada | 51 |
| Figura 50. Diagrama de interacción eje Y | 53 |
| Figura 51. Diagrama de interacción eje X | 54 |
| Figura 52. Estribos en Columnas para sistemas duales tipo I | 55 |
| Figura 53. Diagrama de interacción eje X | 57 |
| Figura 54. Diagrama de interacción eje Y | 58 |
| Figura 55. Distribución de acero columna piso 5 - Azotea | 59 |
| Figura 56. Placa de diseño..... | 61 |
| Figura 57. Distribución de acero PL-5 | 62 |
| Figura 58. Refuerzo mínimo norma E.060 para placas | 63 |
| Figura 59. Diagrama de interacción PL-1 eje Y..... | 64 |

| | |
|--|----|
| Figura 60. Diagrama de interacción PL-1 eje X | 65 |
| Figura 61. Diseño por corte de muros norma E.060 | 66 |
| Figura 62. Armado placa PL-5, 1-4 piso..... | 68 |
| Figura 63. Armado placa PL-5, 5-Azotea | 69 |
| Figura 64. Tipos de zapatas. "Higashi, J. Diseño de Cimentaciones Superficiales" | 70 |
| Figura 65. Zapata a diseñar | 71 |
| Figura 66. Ecuaciones de esfuerzo para zapata simple | 72 |
| Figura 67. Expresiones para diseño por fuerza cortante. "Higashi, J. Diseño de Cimentaciones Superficiales" | 73 |
| Figura 68. Expresiones para diseño por punzonamiento. "Higashi, J. Diseño de Cimentaciones Superficiales" | 74 |
| Figura 69. Sección crítica para diseño por flexión. "Higashi, J. Diseño de Cimentaciones Superficiales"..... | 75 |
| Figura 70. Armado de zapata de diseño | 76 |
| Figura 71. Presión del suelo debido a combinación de diseño en zapata central..... | 77 |
| Figura 72. Armado de zapata central..... | 78 |
| Figura 73. Modelo de viga de cimentación. "Higashi, J. Diseño de Cimentaciones Superficiales" | 79 |
| Figura 74. Diseño final de viga de cimentación VC-04..... | 79 |
| Figura 75. Deformación por fuerza sísmica. "MOOC SISMO 6.5 Elementos no estructurales – Universidad Politécnica de Madrid" | 80 |
| Figura 76. Tipos de respuesta de un pórtico. " MOOC SISMO 6.5 Elementos no estructurales – Universidad Politécnica de Madrid" | 80 |
| Figura 77. Problemas típicos por no aislar tabiquería. " MOOC SISMO 6.5 Elementos no estructurales – Universidad Politécnica de Madrid" | 81 |
| Figura 78. Fijación de muro a columnetas. " MOOC SISMO 6.5 Elementos no estructurales – Universidad Politécnica de Madrid" | 81 |
| Figura 79. Valores de C1..... | 82 |
| Figura 80. Diagrama de momento y flecha de muro. "San Bartolomé, A. Diseño y Construcción de Estructuras Sismorresistentes de Albañilería" | 83 |
| Figura 81. Casos típicos de arriostre. "San Bartolomé, A. Diseño y Construcción de Estructuras Sismorresistentes de Albañilería" | 83 |
| Figura 82. Muro de diseño | 84 |
| Figura 83. Caso aplicado..... | 84 |

| | |
|--|----|
| Figura 84. Coeficientes "m" y "a" | 85 |
| Figura 85. Representación de modelo | 86 |
| Figura 86. Armado de columneta..... | 86 |
| Figura 87. Caso aplicado..... | 87 |
| Figura 88. Modelo de columneta y solera | 87 |
| Figura 89. Nomenclatura de los elementos de la escalera | 88 |
| Figura 90. Modelo de diseño..... | 90 |
| Figura 91. Diagramas de fuerza cortante y momento flector..... | 90 |
| Figura 92. Sección de diseño..... | 90 |
| Figura 93. Armado de escalera..... | 91 |
| Figura 94. Columna típica..... | 92 |



Listado de tablas

| | |
|---|----|
| Tabla 1. Área de columna requerida | 11 |
| Tabla 2. Ratios de masa participativa | 13 |
| Tabla 3. Masa por piso del edificio..... | 15 |
| Tabla 4. Distribución de fuerzas cortantes por piso | 15 |
| Tabla 5. Ratios de masa participativa | 17 |
| Tabla 6. Cortantes basales dinámica y estática | 17 |
| Tabla 7. Fuerzas cortantes en placas por análisis estático | 18 |
| Tabla 8. Derivas por piso | 18 |
| Tabla 9. Verificación irregularidad por rigidez eje X | 20 |
| Tabla 10. Verificación irregularidad por rigidez eje Y | 20 |
| Tabla 11. Verificación de irregularidad por resistencia eje X | 20 |
| Tabla 12. Verificación de irregularidad por resistencia eje Y..... | 21 |
| Tabla 13. Verificación de irregularidad por peso | 21 |
| Tabla 14. Derivas en el centro de masa eje X | 22 |
| Tabla 15. Derivas en el centro de masa eje Y..... | 23 |
| Tabla 16. Derivas máximas por entrepiso..... | 23 |
| Tabla 17. Verificación de irregularidad torsional eje X | 23 |
| Tabla 18. Verificación de irregularidad torsional eje Y | 24 |
| Tabla 19. Acero requerido negativo..... | 28 |
| Tabla 20. Acero requerido positivo | 29 |
| Tabla 21. Momentos nominales primer y último tramo..... | 41 |
| Tabla 22. Momentos nominales tramo central | 42 |
| Tabla 23. Fuerza cortante en el concreto | 44 |
| Tabla 24. Espaciamiento primer y último tramo | 45 |
| Tabla 25. Espaciamiento tramo central | 45 |
| Tabla 26. Combinaciones de fuerzas para diagrama de interacción eje Y | 52 |
| Tabla 27. Fuerzas actuantes en la columna | 52 |
| Tabla 28. Combinaciones de fuerzas para diagrama de interacción eje X | 53 |
| Tabla 29. Combinaciones de cargas de la columna | 56 |
| Tabla 30. Fuerzas cortantes "Vs" por capacidad eje X..... | 58 |
| Tabla 31. Fuerzas cortantes "Vs" por capacidad eje Y | 59 |

| | |
|--|----|
| Tabla 32. Combinaciones de cargas PL-1 | 62 |
| Tabla 33. Combinaciones de fuerzas para diagrama de interacción PL-1 eje Y..... | 64 |
| Tabla 34. Combinaciones de fuerzas para diagrama de interacción PL-1 eje X | 65 |
| Tabla 35. Fuerzas cortantes "Vu" en PL-5 | 67 |
| Tabla 36. Acero requerido PL-5..... | 68 |
| Tabla 37. Capacidad portante según tipo de suelo..... | 70 |
| Tabla 38. Fuerzas transmitidas a zapata de diseño | 71 |
| Tabla 39. Esfuerzos obtenidos según verificación | 72 |
| Tabla 40. Esfuerzos de diseño según verificación | 73 |
| Tabla 41. Metrado de concreto de columna 3..... | 92 |
| Tabla 42. Metrado de concreto en Viga..... | 93 |
| Tabla 43. Metrado de concreto en losa maciza y aligerado | 93 |
| Tabla 44. Metrado de concreto en Placa | 93 |
| Tabla 45. Metrado de concreto en zapata | 93 |
| Tabla 46. Cuadro de columnas 1er piso | 93 |
| Tabla 47. Cuadro de columnas 5to piso | 94 |
| Tabla 48. Cantidad de acero vertical columna 3..... | 94 |
| Tabla 49. Cantidad de acero horizontal columna 3 | 94 |
| Tabla 50. Plantilla de metrado de acero para Viga | 94 |
| Tabla 51. Metrado de acero en Placa (vertical) | 95 |
| Tabla 52. Metrado de acero en Placa (horizontal)..... | 95 |
| Tabla 53. Metrado de acero en Zapata | 95 |
| Tabla 54. Metrado de acero en Losa Aligerada | 95 |
| Tabla 55. Metrado de acero en Losa Maciza | 95 |
| Tabla 56. Encofrado columna 3..... | 96 |
| Tabla 57. Plantilla de encofrado..... | 96 |
| Tabla 58. Metrados totales | 96 |
| Tabla 59. Metrado de concreto por elemento | 96 |
| Tabla 60. Metrado de acero por elemento..... | 97 |
| Tabla 61. Metrado de encofrado por elemento | 97 |
| Tabla 62. Ratios del edificio | 97 |

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Arquitectura del proyecto

El edificio de viviendas cuenta con una altura de 24 metros, en el cual se ubican pisos de 3 metros de altura. Además, esta edificación colinda con un parque, con el cual tenemos un límite de propiedad.

La edificación cuenta con 16 departamentos, los cuales se distribuyen de manera que en el primer piso existen dos departamentos, siendo uno de ellos más reducido que los demás, y dos en los pisos típicos. Cada departamento cuenta con un área techada de 187 metros cuadrados. En el primer piso se ubicará el lobby. Los estacionamientos estarán ubicados alrededor del edificio.

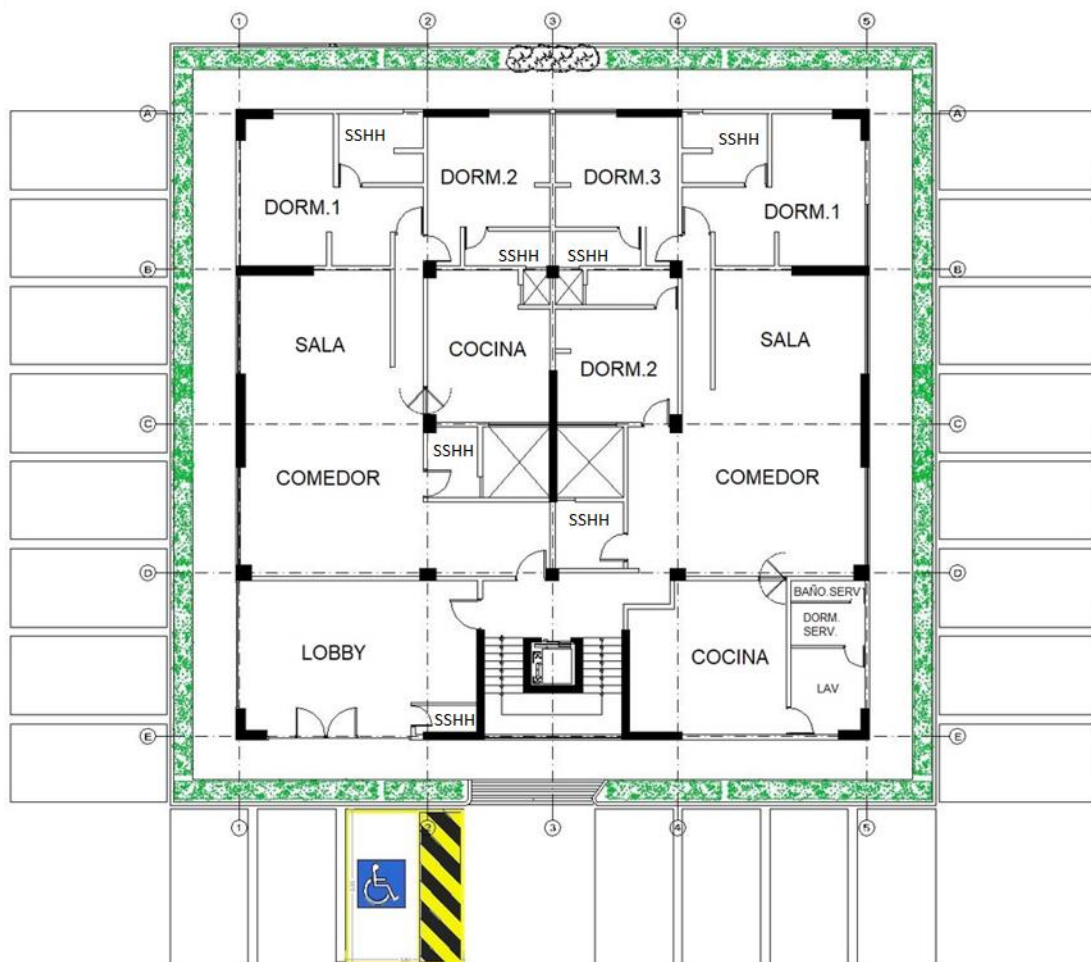


Figura 1. Arquitectura primer nivel

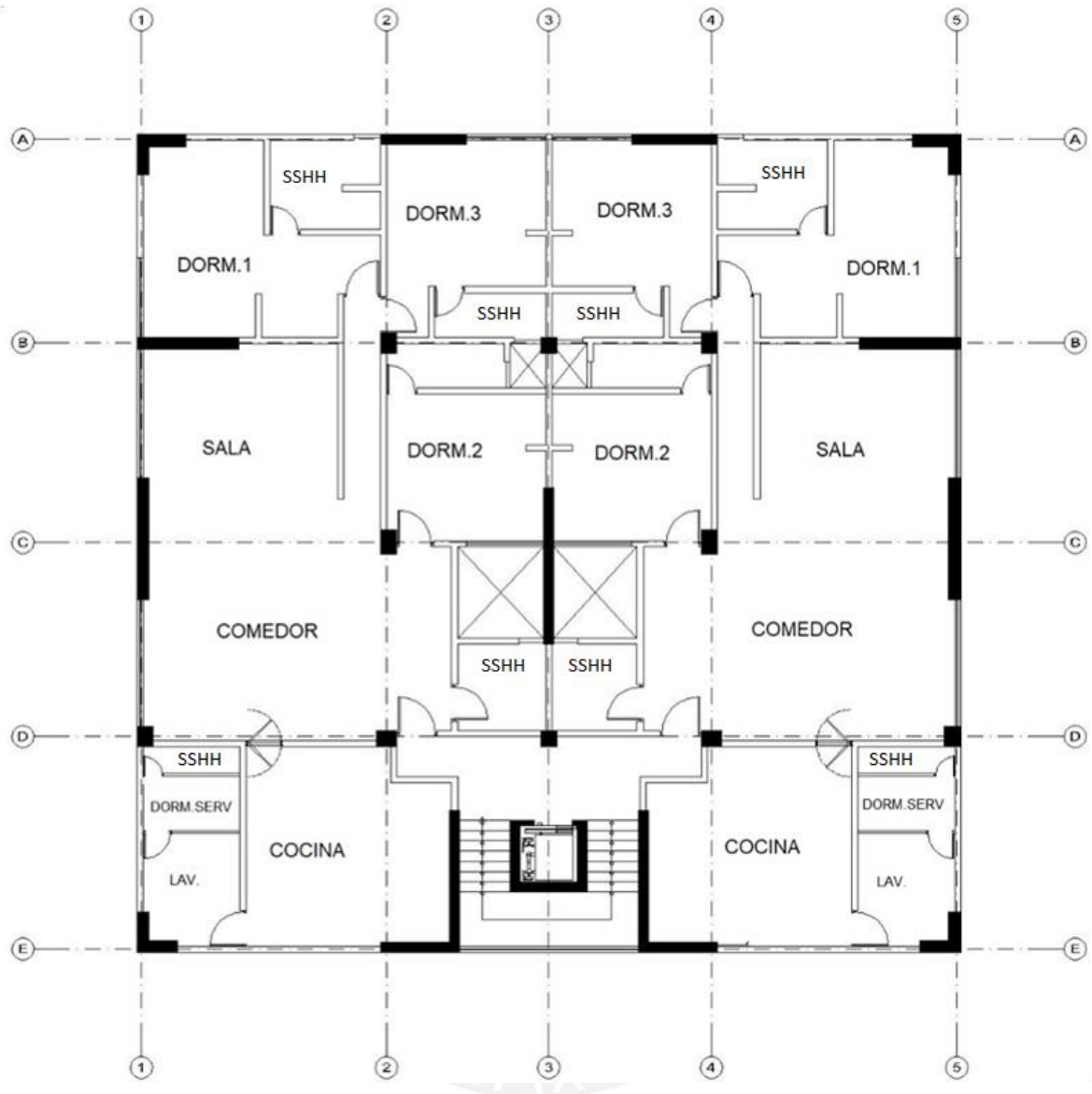


Figura 2. Arquitectura pisos típicos

1.2 Normas a utilizar

El análisis y diseño estructural tienen como referencia los siguientes códigos y/o estándares:

- Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE
- Norma Técnica E.060 “Concreto Armado” del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE
- Norma Técnica E.020 “Cargas” del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE

En conjunto, estas normas incluyen consideraciones detalladas para la carga viva, carga de sismo, métodos aceptados de diseño, cargas de diseño, factores de carga y coeficientes de seguridad para cada uno de los elementos estructurales.

1.3 Aspectos generales del diseño de concreto armado

Para el diseño de los elementos estructurales de la edificación, se tomará la metodología del diseño por resistencia. Este consiste en amplificar las cargas que recibe el elemento por medio de factores de carga y reducir la resistencia nominal del elemento mediante factores de reducción.

$\phi R_n \geq R_u$, donde ϕR_n es la resistencia de diseño y R_u la resistencia requerida.

1.4 Propiedades mecánicas de los materiales

La edificación será diseñada con concreto armado. Es decir, la estructura consistirá en concreto reforzado con barras de acero. Se sabe que el concreto por si solo es bueno resistiendo a la compresión, mientras que el acero lo ayudará a resistir la tracción. La combinación de ambos elementos nos da el concreto armado. Sus propiedades son las que se muestran a continuación:

Concreto Armado

- Resistencia a la compresión $f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$
- Módulo de elasticidad $E = 15000 * \sqrt{f'_c} \frac{kg}{cm^2}$
- Módulo de Poisson $v = 0.15$

Acero

- Esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$
- Módulo de elasticidad $E = 2000000 \frac{kg}{cm^2}$

1.5 Cargas utilizadas

Según la norma E.060 de concreto armado, las combinaciones de cargas para calcular las resistencias requeridas son las siguientes:

- Carga muerta y viva

$$U = 1.4 * CM + 1.7 * CV$$

- Carga de sismo

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

$$U = 0.9 * CM \pm CS$$

- Carga empuje lateral del suelo

$$U = 1.4 * CM + 1.7 * CV + 1.7 * CE$$

$$U = 1.4 * CM + 1.7 * CV + 1.7 * CE$$

- Carga de presión de líquidos

$$U = 1.4 * CM + 1.7 * CV + 1.4 * CL$$

1.6 Tabiquería

En el presente proyecto se trabajará con tabiquería de peso específico 1.35 toneladas por metro cúbico más 0.05 toneladas por metro cúbico por el tarrajeo, el cual representa el ladrillo convencional mencionado por la norma E.020.

CAPITULO 2: ESTRUCTURACIÓN

En este capítulo se presentarán los criterios que se utilizaron para la estructuración del edificio en estudio.

2.1 Consideraciones Generales

En la actualidad, en el ejercicio profesional se debe tomar decisiones que deban satisfacer al cliente para el cual se trabaja, asegurando el correcto desempeño de la estructura. Por ello se buscó la mejor manera de escoger y organizar los diferentes elementos que conformarán la edificación.

Para la estructuración, se buscó colocar en forma adecuada y óptima los elementos estructurales importantes, de manera que éstos aporten la resistencia necesaria al edificio, además de una arquitectura acorde a las necesidades de los habitantes. También y en lo posible que no cuente con irregularidades. De igual manera, con los elementos propuestos se trató de tener la rigidez lateral requerida para limitar los desplazamientos. Además de, considerar Diafragmas Rígidos para cada losa de piso de tal forma que se asume que se comporta como un sólido indeformable.

En general, se trata de hacer la estructuración lo más simple posible para que los resultados del análisis sísmico se asemejen al comportamiento real de la estructura.

El edificio cuenta con una planta simétrica en un eje, lo que ayudará en la regularidad estructural.

2.2 Techos

Para las losas de techos se consideró un sistema de losas aligeradas en una sola dirección para toda la edificación con la excepción de los descansos de las escaleras que rodean al ascensor. Dicho sistema, muy utilizado en nuestro país, consiste en ladrillos de arcilla livianos que funcionan como relleno y encofrado del techo. Entre las ventajas de usar ese sistema se encuentran:

- Facilidad de colocación de los ladrillos y un menor peso que las losas macizas.
- Consta de un buen aislamiento térmico y acústico.
- Menor costo por el ahorro de concreto llenado con ladrillos.

2.3 Vigas Peraltadas

Las vigas peraltadas son los elementos estructurales que reciben las cargas repartidas por las losas y las transmite a las columnas o placas. Para la estructuración mostrada se colocarán vigas ortogonales en las mismas direcciones de los ejes principales, además de mantener un mismo peralte para no afectar el diseño arquitectónico.

2.4 Vigas Chatas

Las vigas chatas tienen el espesor de la losa y son utilizadas principalmente para soportar las cargas de las tabiquerías, estas se colocaron según lo establecido por los planos de arquitectura. De la misma manera, tiene la función de delimitar las aberturas en las losas aligeradas.

2.5 Columnas

Son los elementos verticales que reciben las cargas de las losas y las vigas con el fin de transmitir las cargas a la cimentación. Estos elementos están sometidos a esfuerzos de compresión y simultáneamente a esfuerzos de flexión. Las secciones de éstas dependen de la carga que reciben.

Por facilidad y por la poca altura que tiene el edificio, se considerarán las secciones continuas en todos los pisos y formando pórticos en los ejes principales para controlar los esfuerzos y deformaciones.

2.6 Muros de Corte

Los muros de corte (o también llamados comúnmente en nuestro país como placas) son los elementos estructurales que soportarán la carga sísmica además de controlar el desplazamiento lateral del edificio. Con la densidad adecuada de dichos elementos se puede evitar un daño importante en la estructura.

En la arquitectura propuesta se puede aprovechar su simetría para colocar dichas placas principalmente en el perímetro y de igual manera simétricamente. Esto último evita que el edificio tenga problemas con la torsión puesto que se tendrá un centro de rigidez cercano al centro de masa.

Las placas de la escalera y del ascensor están distribuidas de tal manera que el centro de rigidez no se ve afectado.

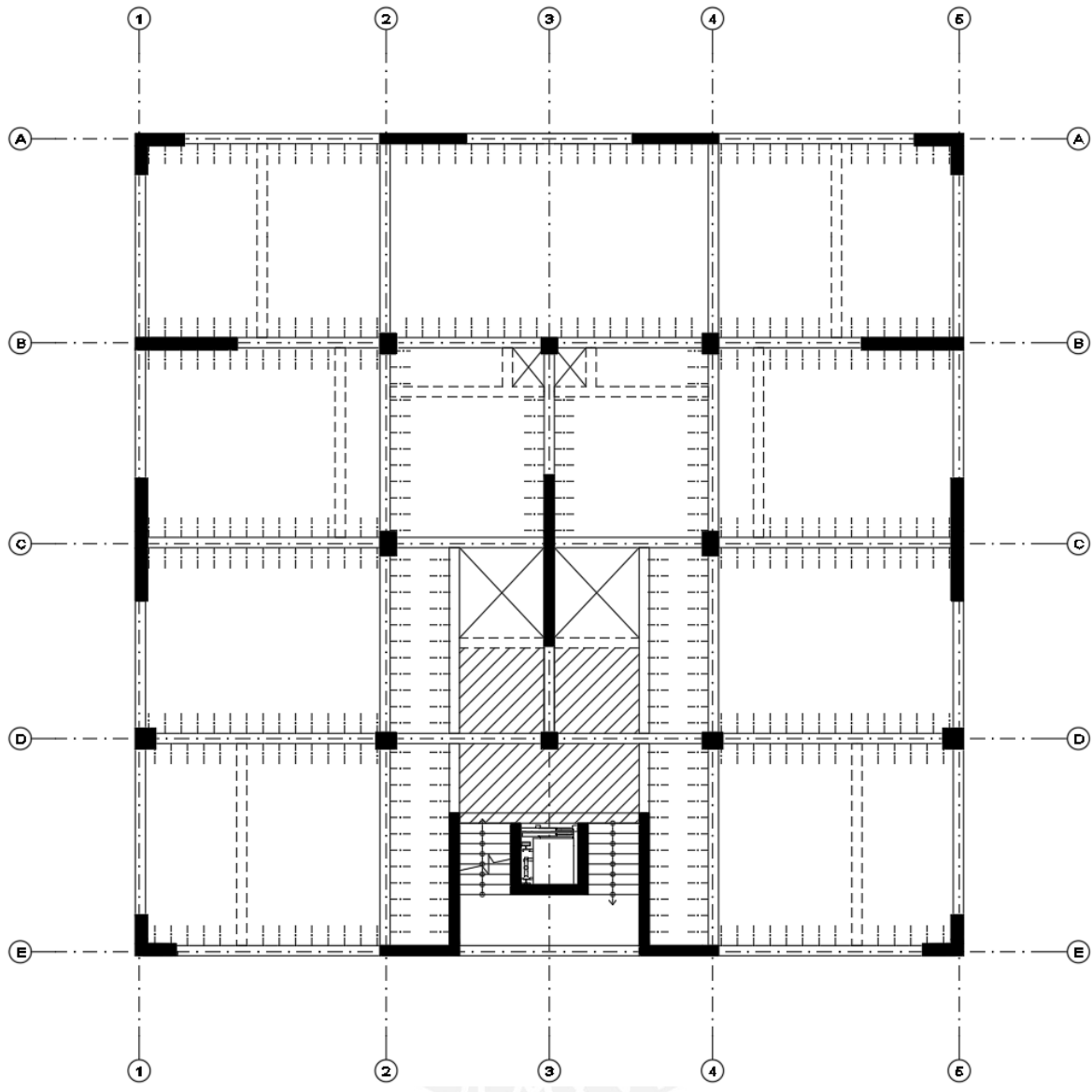


Figura 3. Estructuración piso típico

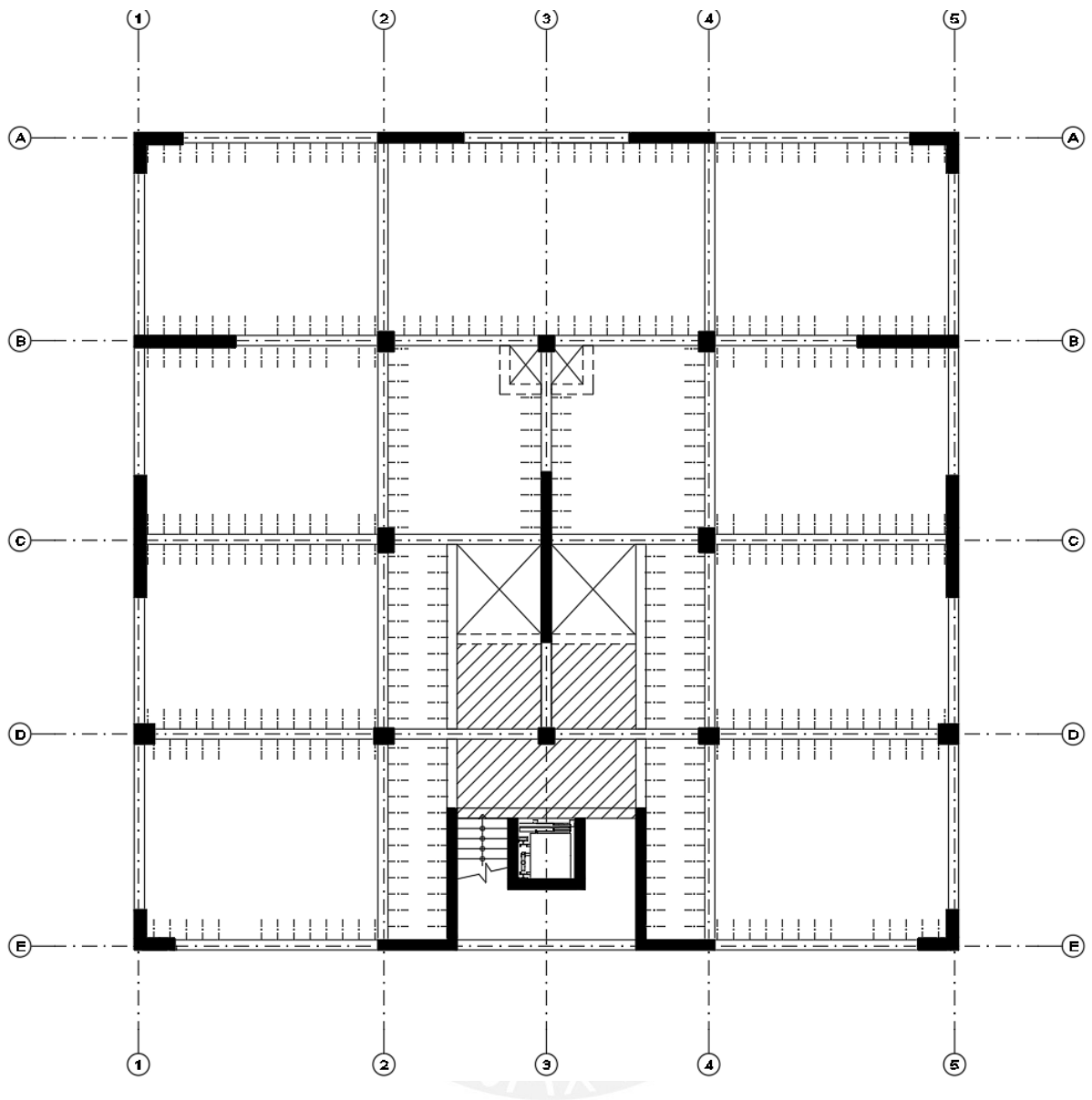


Figura 4. Estructuración azotea

CAPITULO 3: PRE DIMENSIONAMIENTO

3.1 Generalidades

El edificio cuenta con una planta simétrica en un eje, por ello se respetará la simetría colocando elementos estructurales en forma simétrica.

Se trata de hacer la estructuración lo más simple posible para que el análisis sísmico se asemeje al comportamiento de la estructura real.

3.2 Aligerados

En el caso del Aligerado, la longitud más larga es de 4.95 metros, el cual se encuentra entre los ejes D y E. El peralte de las losas aligeradas podrá ser dimensionadas considerando los criterios mostrados a continuación (Blanco, 1994):

| |
|---|
| h = 17 cm. luces menores de 4.0mts. h = 20 cm. luces menores de 4.0 y 5.5 mts. h = 25 cm. luces menores de 5.0 y 6.5 mts. h = 30 cm. luces menores de 6.0 y 7.5 mts. |
|---|

Y según la regla mostrada, se tomará aligerados de 20 cm de espesor.

3.3 Losas en dos direcciones

Para el pre dimensionamiento de las losas en dos direcciones, se tiene ciertas fórmulas aproximadas como se muestra a continuación (Blanco, 1994). Sin embargo, para no tener una brusca discontinuidad con la losa aligerada se pondrán losas macizas de 20 centímetros de espesor.

| |
|--|
| Losa en 2 direcciones: $h=L/40$ o $\Sigma L/180$ |
|--|

3.4 Vigas

Las vigas se pre dimensionan generalmente considerando un peralte en el orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre. En nuestra arquitectura se muestra que la mayor longitud libre es de 5.21m en la cual se obtendrían peraltes de aproximadamente entre 0.4m a 0.5m. Por otro lado, el ancho mínimo para una viga es de 0.25m según la norma E.060, con lo cual se tendrá vigas pre dimensionadas con una sección de 0.25x0.60 para los pisos típicos y de 0.25x0.50 para las vigas de la azotea. Además, para todos los pisos, las vigas que encierran la losa maciza tendrán una sección de 0.25x0.40.

3.5 Columnas

Nuestro edificio al ser del denominado de "Muros estructurales" para el caso de las columnas se considera que su diseño estará gobernado por la carga axial que actúan sobre ellas. De acuerdo a lo recomendado por el ing. Antonio Blanco, para edificios en los que la rigidez

lateral y la resistencia van a estar principalmente controladas por los muros, las columnas se pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

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

Además, para el mismo tipo de edificios, el dimensionamiento de las columnas con menos carga axial, como es el caso de las exteriores o esquineras, se pondrán hacer con un área igual a:

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

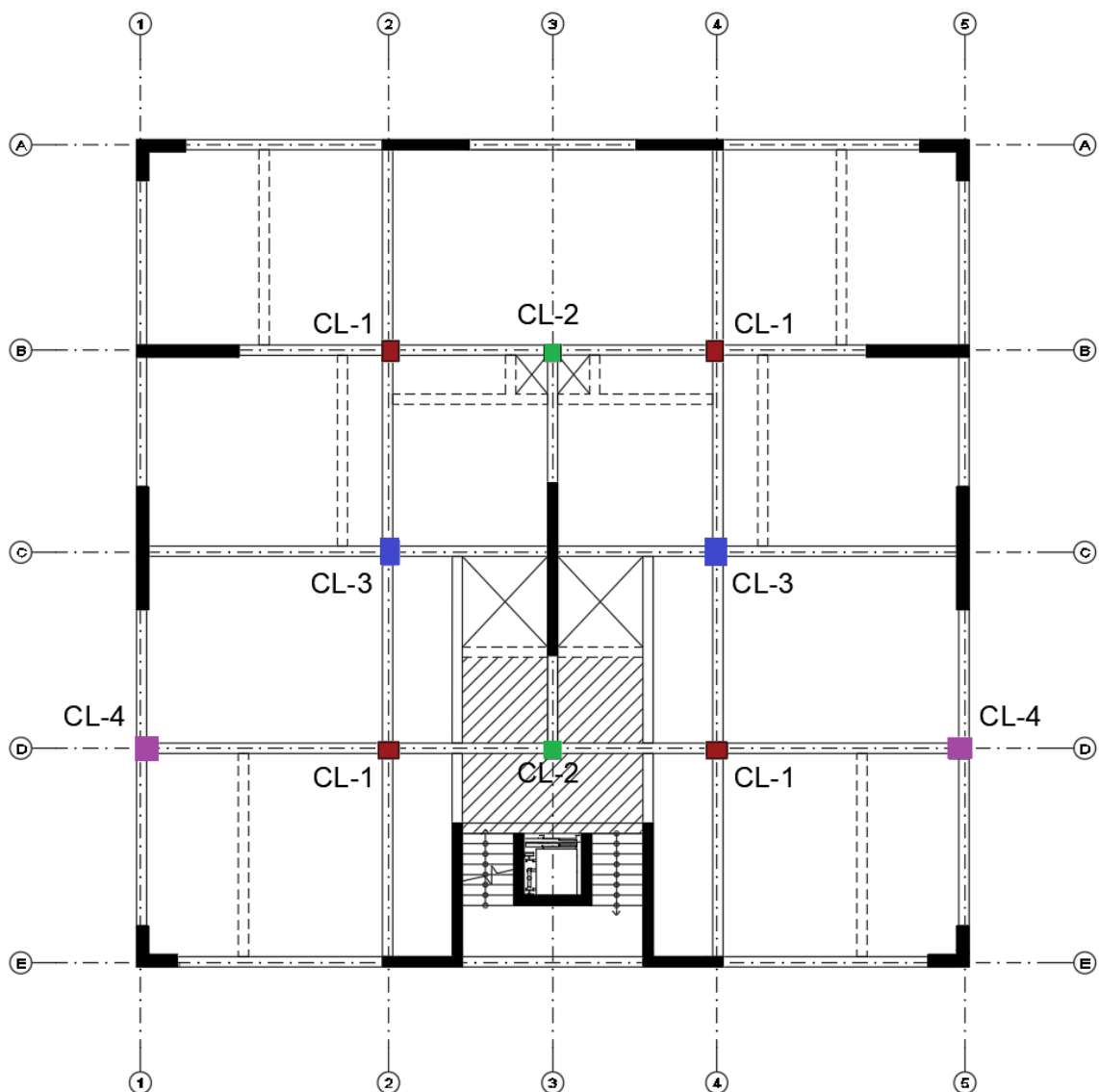


Figura 5. Distribución de columnas

Con lo cual se obtuvo los siguientes valores teóricos de área requerida.

| | P-Muerta (Ton) | P- Viva (Ton) | P- servicio (Ton) | Area de Col (cm2) | Lado (cm) | Lado (cm) | Area de Col (cm2) | |
|--------|-------------------|------------------|----------------------|----------------------|--------------|--------------|----------------------|----|
| CL - 1 | -118.2 | -23.3 | 141.45 | 1497 | 40 | 50 | 2000 | SI |
| CL - 1 | -131.0 | -29.9 | 160.95 | 1703 | 40 | 50 | 2000 | SI |
| CL - 2 | -103.5 | -20.5 | 123.95 | 1312 | 40 | 40 | 1600 | SI |
| CL - 2 | -61.3 | -10.3 | 71.63 | 758 | 40 | 40 | 1600 | SI |
| CL - 3 | -150.1 | -36.0 | 186.15 | 1970 | 40 | 60 | 2400 | SI |
| CL - 4 | -75.6 | -13.4 | 89.05 | 1212 | 50 | 50 | 2500 | SI |

Tabla 1. Área de columna requerida

Se optó por colocar columnas desde 40x40, 40x50, 50x50 hasta 40x60 para evitar tener futuros problemas de rigidez con las vigas.

3.6 Muros de corte

Para poder contar con una rigidez lateral mayor en el edificio, se colocaron muros de corte de 30 y 25 centímetros de espesor en ambos ejes y se comprobará posteriormente con el análisis sísmico que dichas medidas de espesores cumplen.

3.7 Escaleras

La escalera cuenta con dos tramos, los cuales cubren una altura de 3.00 metros. Se utilizó para el primer tramo ocho contra pasos de 0.175 metros de altura. Para el segundo tramo se utilizó nueve contra pasos de la misma altura. Ambos tramos cuentan con pasos de 25 centímetros.

La garganta de la escalera se calculó con la siguiente fórmula:

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{3.16}{20} \cong 0.15 \text{ m}$$

Se seleccionó una garganta de 15 centímetros.

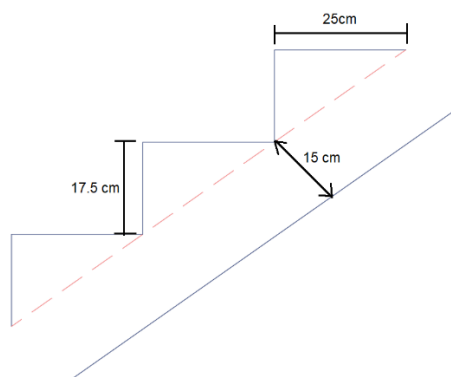


Figura 6. Predimensionamiento de escalera

CAPITULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis sísmico de una edificación consiste en estimar la probable respuesta que se tendrá cuando ésta sea sometida a fuerzas de inercia cuando se genera una aceleración en la base de la estructura debido a un movimiento sísmico.

El Perú es un país con alta actividad sísmica, por lo cual es necesario verificar el comportamiento y desempeño que tendría la estructura si fuese afectada por un sismo. La Norma E.030 indica los diferentes requisitos que debe tener la edificación para que se comporte de manera adecuada lo cual se explicará a continuación.

En el presente capítulo se mostrarán tablas con los resultados obtenidos para ser comparados con los requerimientos, además de hacer algunas comparaciones con normas pasadas y comparaciones con resultados de sismos específicos.

4.1 Definición de Parámetros

Se consideraron los siguientes parámetros sísmicos para el edificio en estudio siguiendo con la Norma E.030 del 2018.

4.2 Zonificación

El edificio será ubicado en el distrito de San Isidro en la ciudad de Lima. Esto último implica que la edificación se encuentra en la zona 4. El factor correspondiente a dicha zona es de 0.45.

| Tabla N° 1 | | FACTORES DE ZONA "Z" | |
|------------|---|----------------------|------|
| ZONA | | | Z |
| 4 |  | | 0,45 |
| 3 |  | | 0,35 |
| 2 |  | | 0,25 |
| 1 |  | | 0,10 |



Figura 7. Distribución de zonas sísmicas en Perú

4.3 Condiciones Geotécnicas

El edificio se encuentra en un distrito con suelos muy rígidos con una presión admisible de 4kg/cm² compuesto por grava mal graduada típica de la zona, por lo cual se considera como

un "suelo del tipo 1" con los valores de $S=1$. De igual manera, queda definidos los valores de $T_p=0.4$ segundos y $T_L=2.5$ segundos.

| Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S" | | | | | Tabla N° 4 PERÍODOS "T _p " Y "T _L " | | | | |
|-----------------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|--|----------------|----------------|----------------|-----|
| ZONA \ SUELO | S ₀ | S ₁ | S ₂ | S ₃ | Perfil de suelo | | | | |
| | S ₀ | S ₁ | S ₂ | S ₃ | S ₀ | S ₁ | S ₂ | S ₃ | |
| Z ₄ | 0,80 | 1,00 | 1,05 | 1,10 | T _p (s) | 0,3 | 0,4 | 0,6 | 1,0 |
| Z ₃ | 0,80 | 1,00 | 1,15 | 1,20 | T _L (s) | 3,0 | 2,5 | 2,0 | 1,6 |
| Z ₂ | 0,80 | 1,00 | 1,20 | 1,40 | | | | | |
| Z ₁ | 0,80 | 1,00 | 1,60 | 2,00 | | | | | |

Figura 8. Relación entre factor de zona, suelo y periodo

4.4 Factor de amplificación sísmica

La norma define el valor de este factor con las siguientes fórmulas, donde "T" es el periodo fundamental del edificio.

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Después de realizar el análisis dinámico del edificio se obtuvieron los siguientes valores:

| Ratios de Masa Participativa | | | | |
|------------------------------|-------------|----------------|----------------|----------------|
| Modo | Periodo (s) | U _x | U _y | U _z |
| 1 | 0.649 | 0.7476 | 0 | 0 |
| 2 | 0.589 | 0 | 0.7288 | 0 |
| 3 | 0.519 | 0.0034 | 0 | 0 |
| 4 | 0.181 | 0.1347 | 0 | 0 |
| ... | ... | ... | ... | ... |
| ... | ... | ... | ... | ... |
| 24 | 0.013 | 0.00 | 0.00 | 0 |

Tabla 2. Ratios de masa participativa

| | | | |
|----------------------------|-------|----------------------------|-------|
| T_x (s) = | 0.649 | T_y (s) = | 0.589 |
|----------------------------|-------|----------------------------|-------|

Reemplazando los valores se tiene:

| | | | |
|-------------------|------|-------------------|------|
| ZUCS/R-x = | 0.12 | ZUCS/R-y = | 0.13 |
|-------------------|------|-------------------|------|

4.5 Categoría de clasificación

El edificio en estudio es una vivienda, con lo cual el valor de este parámetro es de $U = 1$.

| Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U" | | |
|---|--|----------|
| CATEGORÍA | DESCRIPCIÓN | FACTOR U |
| C Edificaciones Comunes | Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes. | 1,0 |

Figura 9. Categoría de las edificaciones y factor "U"

4.6 Coeficiente de Reducción

El sistema estructural del edificio está basado en pórticos y muros de corte de concreto armado, tanto en la dirección X como en Y. Nuestro sistema estructural es un edificio de Muros Estructurales debido a que la cortante basal es tomada mayormente por las llamadas Placas en ambos sentidos. El valor de este parámetro es de $R_0 = 6$. A priori, se considera que la estructura es regular, por lo que usaremos $I_a = I_p = 1$ y R quedaría en 6.

| Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES | |
|--------------------------------------|--|
| Sistema Estructural | Coefficiente Básico de Reducción R_0 (*) |
| Concreto Armado: | |
| Pórticos | 8 |
| Dual | 7 |
| De muros estructurales | 6 |
| Muros de ductilidad limitada | 4 |

Figura 10. Sistemas estructurales

4.7 Análisis Estático

En este tipo de análisis se representa las fuerzas de inercia por un conjunto de fuerzas aplicadas a cada uno de los niveles de la estructura. La fuerza cortante basal de la estructura se expresa mediante la siguiente fórmula:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad , \quad \frac{C}{R} \geq 0,11$$

| Masa por piso del Edificio | | |
|------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| PISOS | Masa X (tonf-s ² /m) | Masa Y (tonf-s ² /m) |
| Piso 1 | 45.47 | 45.47 |
| Piso 2 | 44.61 | 44.61 |
| Piso 3 | 44.61 | 44.61 |
| Piso 4 | 44.61 | 44.61 |
| Piso 5 | 44.61 | 44.61 |
| Piso 6 | 44.61 | 44.61 |
| Piso 7 | 44.61 | 44.61 |
| Piso 8 | 27.63 | 27.63 |
| Masa (tonf-s²/m) | 340.76 | 340.76 |
| Peso (tonf) | 3342.86 | 3342.86 |
| V (tonf) | 386.31 | 425.66 |

Tabla 3. Masa por piso del edificio

Luego que se cuenta con el cortante basal se procede a distribuirlo por los pisos. Para obtener el valor de dichas fuerzas se utiliza la siguiente expresión.

$$F_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \cdot V \quad \left| \quad \begin{array}{l} T < 0,5 \text{ seg} : k = 1,0. \\ T > 0,5 \text{ seg} : k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0. \end{array} \right.$$

Por lo tanto, el valor de k = 1.07 en dirección X y un k = 1.04 en dirección Y.

| PISOS | Peso (tonf) | Altura (m) | Pi x hi ^k (x) | Pi x hi ^k (y) | Fxi (tonf) | Fyi (tonf) |
|--------|-------------|------------|--------------------------|--------------------------|------------|------------|
| Piso 1 | 446 | 3.5 | 1714 | 1651 | 12 | 13 |
| Piso 2 | 438 | 6.5 | 3270 | 3092 | 23 | 24 |
| Piso 3 | 438 | 9.5 | 4917 | 4596 | 34 | 35 |
| Piso 4 | 438 | 12.5 | 6603 | 6121 | 46 | 47 |
| Piso 5 | 438 | 15.5 | 8320 | 7663 | 58 | 58 |
| Piso 6 | 438 | 18.5 | 10062 | 9219 | 70 | 70 |
| Piso 7 | 438 | 21.5 | 11825 | 10785 | 83 | 82 |
| Piso 8 | 271 | 24.5 | 8428 | 7657 | 59 | 58 |
| | | | 55138 | 50782 | | |

Tabla 4. Distribución de fuerzas cortantes por piso

Posteriormente se realizará una comparación entre el análisis estático realizado con el análisis dinámico que se contemplará más adelante.

4.8 Análisis Dinámico

Es un análisis en el cual se somete la estructura a un sismo indicado por la Norma E.030. Este análisis permite tener respuestas más cercanas a la realidad y poder considerarlas para el diseño.

4.9 Modelo Estructural

El modelo estructural se realizó en el Software llamado ETABS en el cual se obtendrán resultados de fuerzas, momentos, desplazamientos, deformaciones, periodos, entre otros.

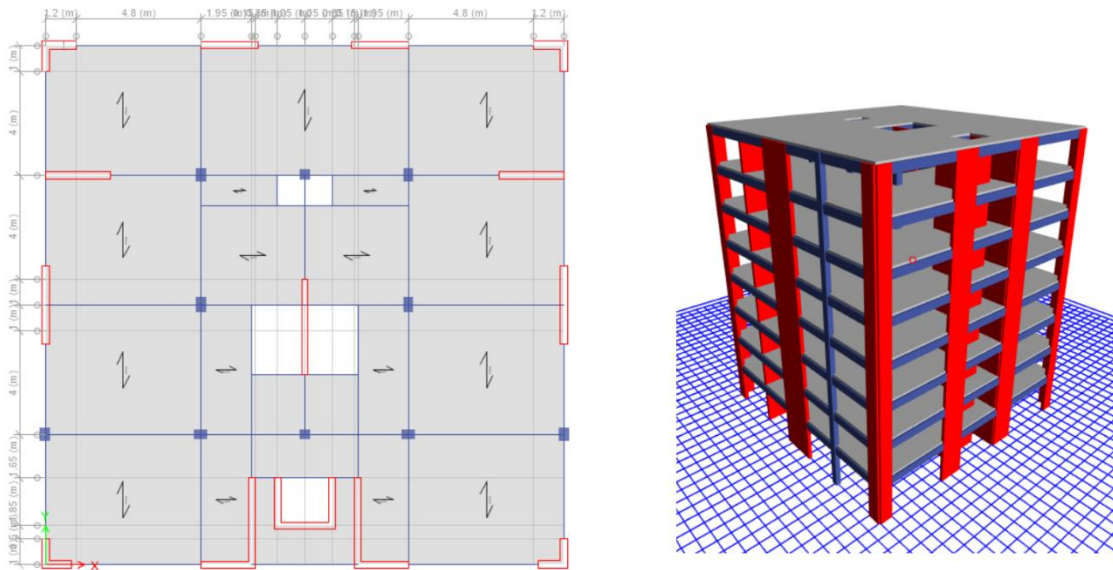


Figura 11. Modelo estructural en ETABS

4.10 Análisis Modal

Para cada una de las direcciones de cálculo el espectro de Pseudo-Aceleraciones expresada por la norma.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad | \quad g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

Se obtuvo la siguiente gráfica para ambas direcciones:

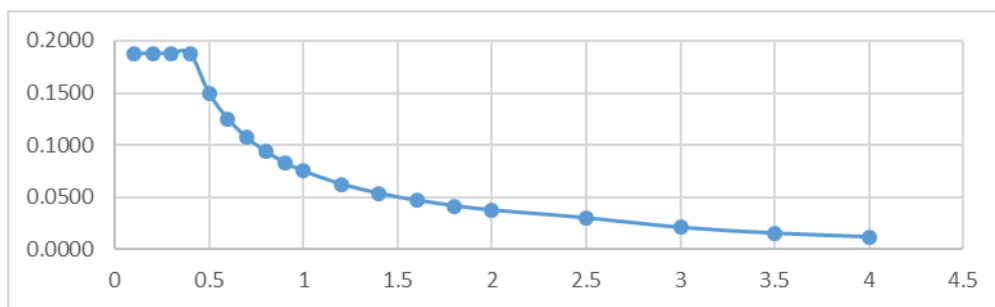


Figura 12. Espectro de pseudo-aceleraciones

A continuación, se muestra los modos y periodos fundamentales y su respectiva masa participativa.

| Ratios de Masa Participativa | | | |
|------------------------------|-------------|--------|--------|
| Modo | Periodo (s) | Ux (%) | Uy (%) |
| 1 | 0.649 | 74.76 | 0.00 |
| 2 | 0.589 | 0.00 | 72.88 |
| 3 | 0.519 | 0.34 | 0.00 |
| 4 | 0.181 | 13.47 | 0.00 |
| 5 | 0.152 | 0.00 | 15.63 |
| 6 | 0.144 | 0.24 | 0.00 |
| 7 | 0.084 | 5.42 | 0.00 |
| 8 | 0.068 | 0.00 | 6.00 |
| 9 | 0.067 | 0.08 | 0.00 |
| 10 | 0.049 | 2.75 | 0.00 |
| 11 | 0.040 | 0.00 | 2.86 |
| 12 | 0.038 | 0.01 | 0.00 |
| 13 | 0.033 | 1.50 | 0.00 |
| 14 | 0.027 | 0.00 | 1.45 |
| 15 | 0.025 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 0.024 | 0.84 | 0.00 |
| 17 | 0.020 | 0.00 | 0.74 |
| 18 | 0.019 | 0.39 | 0.00 |
| 19 | 0.018 | 0.04 | 0.00 |
| 20 | 0.017 | 0.00 | 0.34 |
| 21 | 0.016 | 0.14 | 0.00 |
| 22 | 0.015 | 0.02 | 0.00 |
| 23 | 0.015 | 0.00 | 0.11 |
| 24 | 0.013 | 0.01 | 0.00 |
| | | 100 | 100 |

Tabla 5. Ratios de masa participativa

4.11 Análisis de Resultados

Según la Norma E.030, el valor de la fuerza cortante dinámica no debe ser menor al 80% de la fuerza cortante estática para estructuras regulares o un 90% para irregulares.

| | V base-x (Tonf) | V base-y (Tonf) |
|--------------------------|-----------------|-----------------|
| Análisis Estático | 386.31 | 425.66 |
| Análisis Dinámico | 306.31 | 329.71 |
| % | 79% | 78% |
| Factor de escala | 1.01 | 1.03 |

Tabla 6. Cortantes basales dinámica y estática

Se procede a realizar la verificación del coeficiente de reducción de cargas, para ello se muestran las siguientes tablas.

| Carga | Placa | Vx (ton.f) | Carga | Placa | Vy (ton.f) |
|-----------------|-----------------|---------------|-----------------|-----------------|---------------|
| Traslacion en X | PL-1 SI | 19.52 | Traslacion en Y | PL-1 SI | 8.85 |
| Traslacion en X | PL-2 SI | 34.52 | Traslacion en Y | PL-1 SD | 11.22 |
| Traslacion en X | PL-2 SD | 34.52 | Traslacion en Y | PL-4 SI | 48.68 |
| Traslacion en X | PL-1 SD | 19.52 | Traslacion en Y | PL-5 | 67.14 |
| Traslacion en X | PL-3 SI | 46.90 | Traslacion en Y | PL-4 SD | 58.72 |
| Traslacion en X | PL-3 SD | 46.90 | Traslacion en Y | PL-6 II | 9.52 |
| Traslacion en X | PL-6 II | 13.13 | Traslacion en Y | PL-7 II | 69.91 |
| Traslacion en X | PL-7 II | 38.14 | Traslacion en Y | PL-8 | 42.13 |
| Traslacion en X | PL-8 | 60.45 | Traslacion en Y | PL-7 ID | 70.00 |
| Traslacion en X | PL-7 ID | 38.14 | Traslacion en Y | PL-6 ID | 11.98 |
| Traslacion en X | PL-6 ID | 13.13 | | Σ | 398.14 |
| | Σ | 364.87 | | % Vtotal | 94% |
| | % Vtotal | 94% | | | |

Tabla 7. Fuerzas cortantes en placas por análisis estático

Se concluye que es un sistema de muros estructurales, por lo tanto, el valor de coeficiente de reducción se mantiene con el valor anteriormente mencionado.

A continuación, se muestran las derivas respectivas en ambas direcciones del centro de masa. Para pasar de una deriva elástica a otra inelástica, la norma nos indica que para estructuras regulares el valor se multiplique por 0.75R y para irregulares por 0.85R. Como en este caso, la estructura es regular (como se comprobará más adelante) se utilizó el primer valor.

| | |
|---|-----------|
| ● | NO CUMPLE |
| ○ | CUMPLE |

| PISOS | Espectro X | | Mayor a 0.007 | Espectro Y | | Mayor a 0.007 |
|--------|------------|-----------------|---------------|------------|---------------|---------------|
| | Deriva X | Deriva Ine X | | Deriva Y | Deriva Ine Y | |
| Piso 8 | 0.000611 | 0.00275 | ○ | 0.000651 | 0.00293 | ○ |
| Piso 7 | 0.000701 | 0.00315 | ○ | 0.000704 | 0.00317 | ○ |
| Piso 6 | 0.000814 | 0.00366 | ○ | 0.000763 | 0.00343 | ○ |
| Piso 5 | 0.00091 | 0.00410 | ○ | 0.000801 | 0.00360 | ○ |
| Piso 4 | 0.000962 | 0.004329 | ○ | 0.0008 | 0.0036 | ○ |
| Piso 3 | 0.000936 | 0.00421 | ○ | 0.000736 | 0.00331 | ○ |
| Piso 2 | 0.000787 | 0.00354 | ○ | 0.000588 | 0.00265 | ○ |
| Piso 1 | 0.000366 | 0.00165 | ○ | 0.000271 | 0.00122 | ○ |

Tabla 8. Derivas por piso

Como se puede apreciar la deriva inelástica máxima en X resultó en el 4to entrepiso con un valor de $4.3‰ < 7‰$. Del mismo modo, en dirección Y la deriva máxima también ocurre en el 4to entrepiso con un valor de $3.6‰ < 7‰$.

4.12 Análisis de Irregularidades

La Norma E.030 establece criterios para evaluar y clasificar al edificio como regular o irregular. Si se llegase a encontrar alguna irregularidad, se asignará un coeficiente de reducción sísmica.

Irregularidad por rigidez y resistencia

La Norma nos menciona en la tabla N°8 los siguientes criterios:

| TABLA N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA | Factor de Irregularidad I_a |
|--|---|
| <p>Irregularidad de Rigidez - Piso Blando: Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que el 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.</p> <p>Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidad de Resistencia - Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p> | 0.75 |

Figura 13. Irregularidad de piso blando y piso débil

Las siguientes tablas muestran los resultados obtenidos

| Tabla N°8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA | Factor de irregularidad I_a |
|---|---|
| <p>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N°10) Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.</p> <p>Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N°10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p> | 0.50 |

Figura 14. Irregularidad de extrema rigidez y resistencia

| | |
|---|----------------------|
| ● | SI HAY IRREGULARIDAD |
| ○ | NO HAY IRREGULARIDAD |

| Irregularidad por Rigidez | | | | | |
|---------------------------|--------------------|---------------|---|--------------------|---|
| PISOS | Espectro X | 0.7*Rigidez X | | 0.8*Prom Rigidez X | |
| | Rigidez X (tonf/m) | tonf/m | | tonf/m | |
| Piso 8 | 33376 | 23364 | - | - | - |
| Piso 7 | 61685 | 43179 | o | - | - |
| Piso 6 | 75254 | 52678 | o | - | - |
| Piso 5 | 83723 | 58606 | o | 45418 | o |
| Piso 4 | 92439 | 64707 | o | 58843 | o |
| Piso 3 | 106253 | 74377 | o | 67044 | o |
| Piso 2 | 135689 | 94983 | o | 75311 | o |
| Piso 1 | 255571 | 178900 | o | 89168 | o |

Tabla 9. Verificación irregularidad por rigidez eje X

| Irregularidad por Rigidez | | | | | |
|---------------------------|--------------------|---------------|---|--------------------|---|
| PISOS | Espectro Y | 0.7*Rigidez Y | | 0.8*Prom Rigidez Y | |
| | Rigidez Y (tonf/m) | tonf/m | | tonf/m | |
| Piso 8 | 33379 | 23365 | - | - | - |
| Piso 7 | 64870 | 45409 | o | - | - |
| Piso 6 | 83503 | 58452 | o | - | - |
| Piso 5 | 97479 | 68235 | o | 48467 | o |
| Piso 4 | 112528 | 78770 | o | 65561 | o |
| Piso 3 | 135239 | 94667 | o | 78269 | o |
| Piso 2 | 180974 | 126682 | o | 92066 | o |
| Piso 1 | 347753 | 243427 | o | 114331 | o |

Tabla 10. Verificación irregularidad por rigidez eje Y

Se observa que no presenta irregularidad por rigidez, por lo tanto, queda confirmado que tampoco superan los valores para tener una irregularidad por rigidez extrema. A continuación, se muestran las tablas para comprobar irregularidad por Resistencia.

| PISOS | Irregularidad por Resistencia | | | PISO DEBIL | |
|--------|-------------------------------|---------------|---------------|------------|---------|
| | VX (tonf) | 80% VX (tonf) | 65% VX (tonf) | normal | extrema |
| Piso 8 | 59.27 | 47.42 | 38.53 | - | - |
| Piso 7 | 124.62 | 99.69 | 81.00 | o | o |
| Piso 6 | 174.82 | 139.86 | 113.63 | o | o |
| Piso 5 | 215.37 | 172.30 | 139.99 | o | o |
| Piso 4 | 249.01 | 199.20 | 161.85 | o | o |
| Piso 3 | 276.32 | 221.06 | 179.61 | o | o |
| Piso 2 | 296.14 | 236.91 | 192.49 | o | o |
| Piso 1 | 306.31 | 245.05 | 199.10 | o | o |

Tabla 11. Verificación de irregularidad por resistencia eje X

| PISOS | Irregularidad por Resistencia | | | PISO DEBIL | |
|--------|-------------------------------|---------------|---------------|------------|---------|
| | VY (tonf) | 80% VY (tonf) | 65% VY (tonf) | normal | extrema |
| Piso 8 | 65.16 | 52.13 | 42.36 | - | - |
| Piso 7 | 136.95 | 109.56 | 89.02 | o | o |
| Piso 6 | 191.09 | 152.87 | 124.21 | o | o |
| Piso 5 | 234.36 | 187.49 | 152.34 | o | o |
| Piso 4 | 269.94 | 215.95 | 175.46 | o | o |
| Piso 3 | 298.55 | 238.84 | 194.05 | o | o |
| Piso 2 | 319.10 | 255.28 | 207.41 | o | o |
| Piso 1 | 329.71 | 263.77 | 214.31 | o | o |

Tabla 12. Verificación de irregularidad por resistencia eje Y

Se observa que no presenta irregularidad por resistencia.

Irregularidad por Masa o Peso y por Geometría vertical

| Tabla N°8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA | Factor de Irregularidad la |
|--|----------------------------|
| Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos. | 0.90 |
| Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos. | 0.90 |

Figura 15. Irregularidad de masa o peso y geométrica vertical

| PISOS | Masa | Peso Sismico | 1.5 Peso Sismico | Irregularidad por Peso |
|--------|------------------------|--------------|------------------|------------------------|
| | tonf-s ² /m | tonf | tonf | |
| Piso 8 | 27.63 | 271.05 | 406.58 | - |
| Piso 7 | 44.61 | 437.62 | 656.44 | - |
| Piso 6 | 44.61 | 437.62 | 656.44 | o |
| Piso 5 | 44.61 | 437.62 | 656.44 | o |
| Piso 4 | 44.61 | 437.62 | 656.44 | o |
| Piso 3 | 44.61 | 437.62 | 656.44 | o |
| Piso 2 | 44.61 | 437.62 | 656.44 | o |
| Piso 1 | 45.47 | 446.06 | 669.09 | o |

Tabla 13. Verificación de irregularidad por peso

Se comprueba que no se tiene irregularidad por peso y observando las plantas de casa piso, se afirma que tampoco tiene irregularidad por Geometría Vertical.

Irregularidad por Discontinuidad en los sistemas Resistentes

De la misma manera, se afirma que no cuenta con dicha irregularidad puesto que los elementos resistentes se mantienen desde la cimentación hasta lo más alto del edificio.

Irregularidad Torsional

| Tabla N°9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA | Factor de Irregularidad I_p |
|---|-------------------------------|
| Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo del centro de masa del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{cm}). Este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N°11. | 0.75 |
| Irregularidad Torsional Extrema (Ver tabla N°10) Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{cm}). Este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N°11. | 0.60 |

Figura 16. Irregularidad en planta torsional y torsional extrema

Se presentan, en primer lugar, los valores de las derivas del centro de masa para cada dirección de análisis:

| ENTREPISOS | Espectro X | | h (m) | Deriva del Centro de Masa X |
|------------|------------|-----------------|-------|-----------------------------|
| | UX (m) | Δ UX (m) | | |
| 8 | 0.0171 | 0.0017 | 3 | 0.00057 |
| 7 | 0.0154 | 0.0020 | 3 | 0.00065 |
| 6 | 0.0134 | 0.0023 | 3 | 0.00076 |
| 5 | 0.0111 | 0.0025 | 3 | 0.00084 |
| 4 | 0.0086 | 0.0027 | 3 | 0.00089 |
| 3 | 0.0059 | 0.0026 | 3 | 0.00086 |
| 2 | 0.0034 | 0.0022 | 3 | 0.00072 |
| 1 | 0.0012 | 0.0012 | 3.5 | 0.00034 |

Tabla 14. Derivas en el centro de masa eje X

| ENTREPISOS | Espectro Y | | h (m) | Deriva del Centro de Masa Y |
|------------|------------|-----------------|-------|-----------------------------|
| | UY (m) | Δ UY (m) | | |
| 8 | 0.0159 | 0.0019 | 3 | 0.00064 |
| 7 | 0.0140 | 0.0021 | 3 | 0.00069 |
| 6 | 0.0119 | 0.0023 | 3 | 0.00075 |
| 5 | 0.0097 | 0.0024 | 3 | 0.00079 |
| 4 | 0.0073 | 0.0024 | 3 | 0.00080 |
| 3 | 0.0049 | 0.0022 | 3 | 0.00073 |
| 2 | 0.0027 | 0.0018 | 3 | 0.00059 |
| 1 | 0.0009 | 0.0009 | 3.5 | 0.00027 |

Tabla 15. Derivas en el centro de masa eje Y

Estas derivas serán comparadas con las derivas del valor máximo de algún extremo de cada entrepiso. Estos valores máximos se encuentran en la siguiente tabla.

| ENTREPISOS | Deriva máxima - Espectro X | Deriva máxima - Espectro Y |
|------------|----------------------------|----------------------------|
| 8 | 0.000611 | 0.000651 |
| 7 | 0.000701 | 0.000704 |
| 6 | 0.000814 | 0.000763 |
| 5 | 0.000910 | 0.000801 |
| 4 | 0.000962 | 0.000800 |
| 3 | 0.000936 | 0.000736 |
| 2 | 0.000787 | 0.000588 |
| 1 | 0.000366 | 0.000271 |

Tabla 16. Derivas máximas por entrepiso

Se verifica la condición de la norma para cada dirección de análisis:

| ESPECTRO X | | | | |
|------------|---------------------------|-----------------------------|--|---|
| ENTREPISOS | Deriva del Centro de Masa | Deriva máxima en un extremo | Es irregular cuando $(\Delta \text{ de un extremo})/(\Delta \text{ CM}) > 1.3$ | |
| 8 | 0.00057 | 0.000611 | 1.07 | o |
| 7 | 0.00065 | 0.000701 | 1.08 | o |
| 6 | 0.00076 | 0.000814 | 1.08 | o |
| 5 | 0.00084 | 0.000910 | 1.08 | o |
| 4 | 0.00089 | 0.000962 | 1.08 | o |
| 3 | 0.00086 | 0.000936 | 1.09 | o |
| 2 | 0.00072 | 0.000787 | 1.09 | o |
| 1 | 0.00034 | 0.000366 | 1.07 | o |

Tabla 17. Verificación de irregularidad torsional eje X

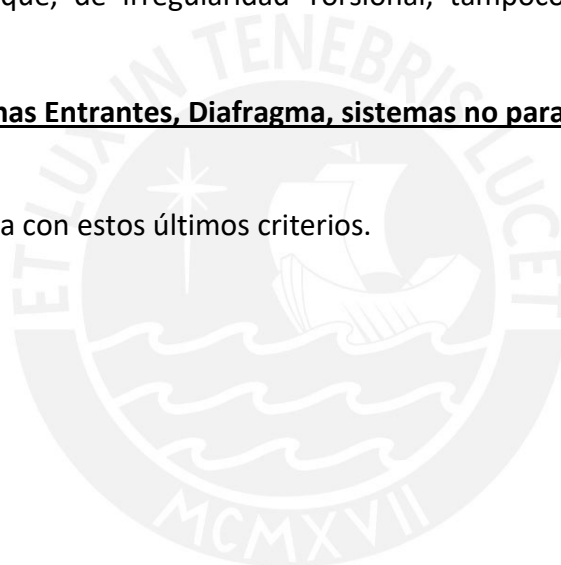
| ESPECTRO Y | | | | |
|------------|---------------------------|-----------------------------|--|---|
| ENTREPISOS | Deriva del Centro de Masa | Deriva máxima en un extremo | Es irregular cuando $(\Delta \text{ de un extremo})/(\Delta \text{ CM}) > 1.3$ | |
| 8 | 0.00064 | 0.000651 | 1.02 | o |
| 7 | 0.00069 | 0.000704 | 1.02 | o |
| 6 | 0.00075 | 0.000763 | 1.01 | o |
| 5 | 0.00079 | 0.000801 | 1.01 | o |
| 4 | 0.00080 | 0.000800 | 1.01 | o |
| 3 | 0.00073 | 0.000736 | 1.00 | o |
| 2 | 0.00059 | 0.000588 | 1.00 | o |
| 1 | 0.00027 | 0.000271 | 1.00 | o |

Tabla 18. Verificación de irregularidad torsional eje Y

Queda por entendido que, de irregularidad Torsional, tampoco supera la irregularidad Torsional Extrema.

Irregularidad por Esquinas Entrantes, Diafragma, sistemas no paralelos

Finalmente, no se cuenta con estos últimos criterios.



CAPITULO 5: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS

5.1 Pesos unitarios

Según la norma E.020, los valores de los pesos unitarios son los siguientes:

CARGA MUERTA

| | | |
|-------------------------------|------|--------------------|
| Concreto Armado | 2.40 | ton/m ³ |
| Aligerado con espesor 20cm | 0.30 | ton/m ² |
| Losa Maciza de espesor 20cm | 0.48 | ton/m ² |
| Piso Terminado de espesor 5cm | 0.10 | ton/m ² |
| Tabiquería más acabado | 1.40 | ton/m ³ |

CARGA VIVA

| Viviendas | | |
|-----------|------|--------------------|
| Típico | 0.20 | ton/m ² |
| Azotea | 0.10 | ton/m ² |

5.2 Modelo y análisis estructural

Para el análisis estructural de las viguetas, se consideró que son viguetas de sección "T" y estarían apoyadas en los lados colindantes con vigas y empotradas en los lados con continuidad. Con respecto al análisis de las fuerzas internas podemos decir que se diseñan como una viga rectangular siempre y cuando se tenga un bloque de compresión que no sobrepase los 5cm de espesor en la parte superior ni tampoco 15 centímetros de espesor en la parte inferior.

Además, se utilizó el método de coeficientes de la norma E.060 (Capítulo 8, artículo 8.3) aplicado a viguetas de más de 2 tramos, sin cargas concentradas y con luces de no más del doble de las vigas continuas. Para todos los otros casos se realizó la alternancia de cargas respectivas. Para el diseño se analizó 11 tipos de viguetas para la planta típica del edificio y solo 5 tipos de viguetas para la planta de la azotea. A continuación, se presenta el sentido del aligerado.

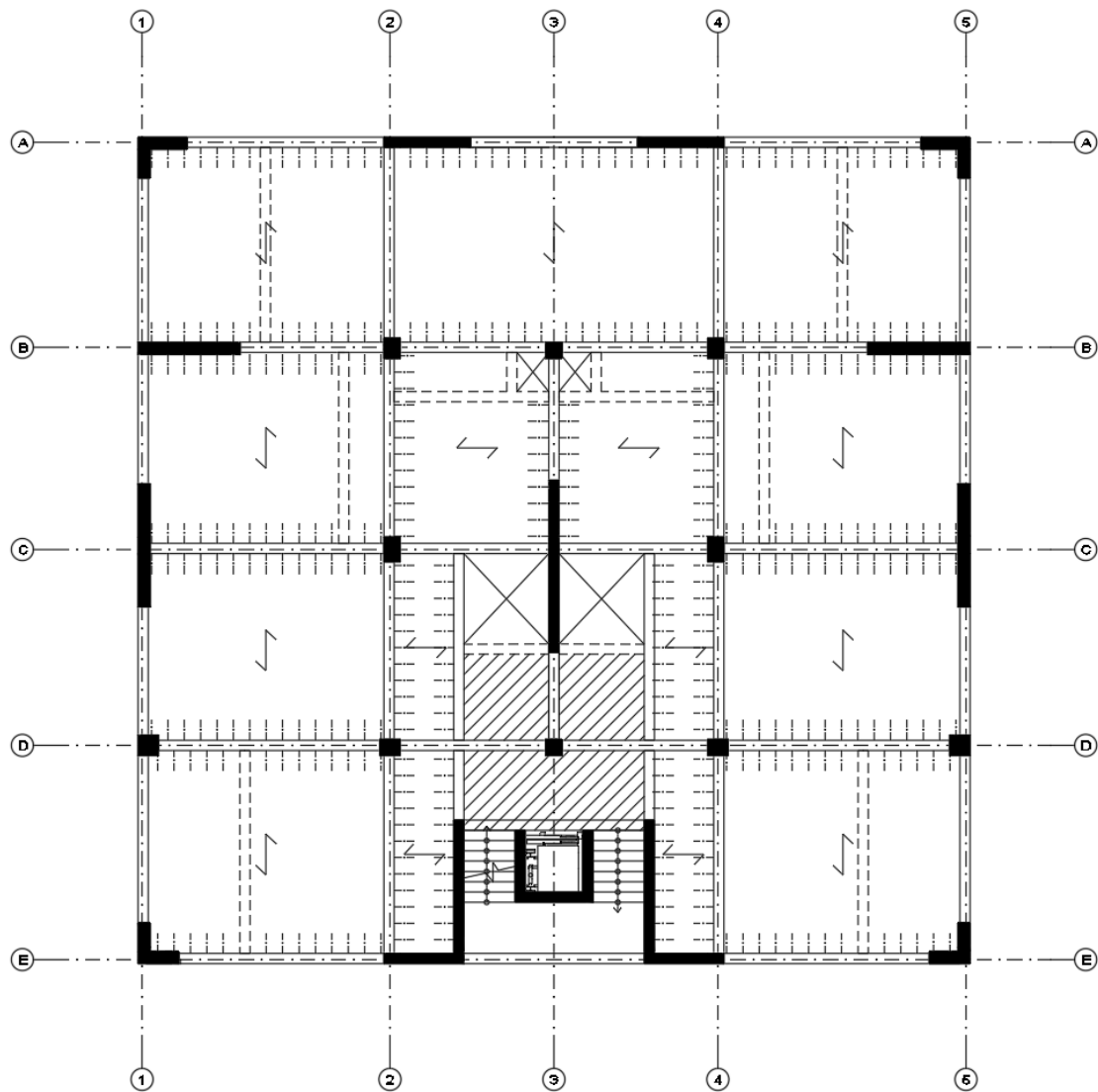


Figura 17. Dirección de aligerados

5.3 Procedimientos de diseño

5.3.1 Diseño de Viguetas Típicas

Para el diseño de las viguetas se calculan primero las cargas que soporta. Luego, se analizan en forma de "T" según la norma E.060 de concreto armado, para poder colocar las varillas de acero, las cuales soportarán la tracción que se presente en el concreto.

La vigueta más cargada del piso típico es la llamada del tipo 3, que cuenta con 4 tramos y 20 centímetros de espesor. Se tiene como carga muerta distribuida el peso propio de la misma.

Además, se cuenta con un tabique, el cual tiene como espesor 15 centímetros, 3.00 metros de altura y ladrillo hueco de 1.40 toneladas por metro cubico. Se apoya sobre estas viguetas y constituye una carga muerta puntual.

Para la carga viva, se aplica la Norma para una vivienda, por lo cual se utilizan 0.20 toneladas por metro cuadrado.

$$\omega d = 0.160 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \quad pd = 0.250 \text{ ton} \quad \omega l = 0.080 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Para el cálculo de la carga última se utiliza la siguiente combinación de cargas:

| | |
|--|---|
| $CU = 1.4 * CM + 1.7 * CV$ $CU = 1.4 * (0.16) + 1.7 * (0.08) = 0.360 \text{ ton/m}$ | $CU = 1.4 * CM$ $CU = 1.4 * (0.250) = 0.350 \text{ ton}$ |
|--|---|

Se modeló la viga de la siguiente manera y se realizó la alternancia de cargas.

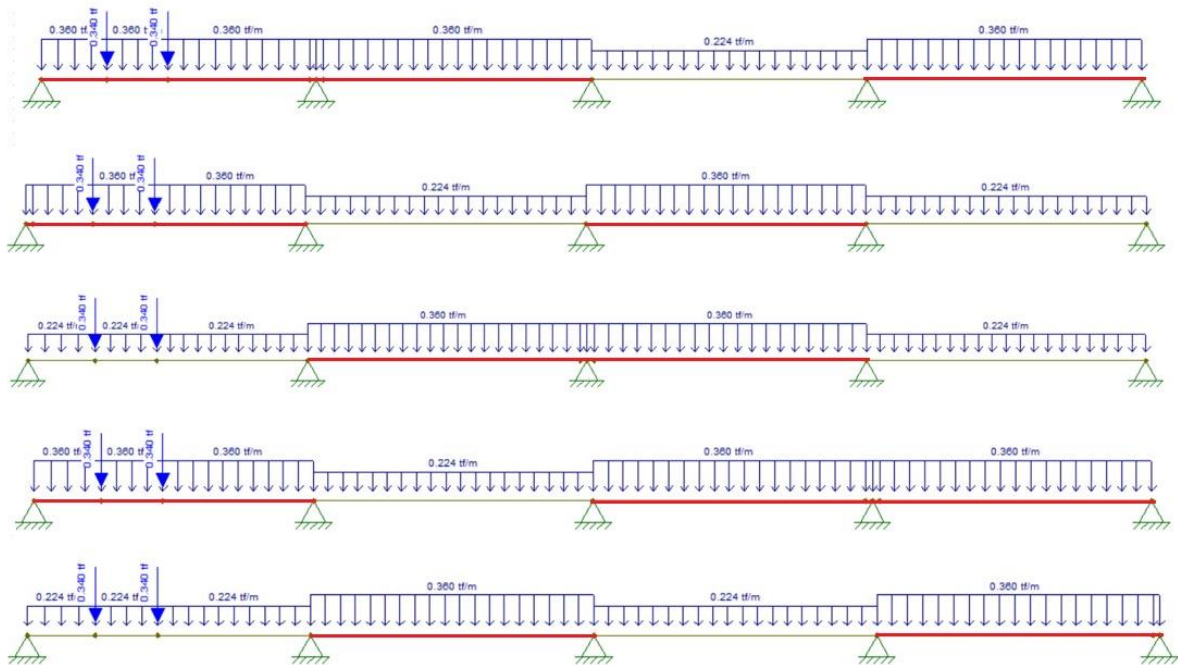


Figura 18. Alternancia de cargas para la viga

Se muestra el detalle del aligerado para realizar el cálculo del acero.

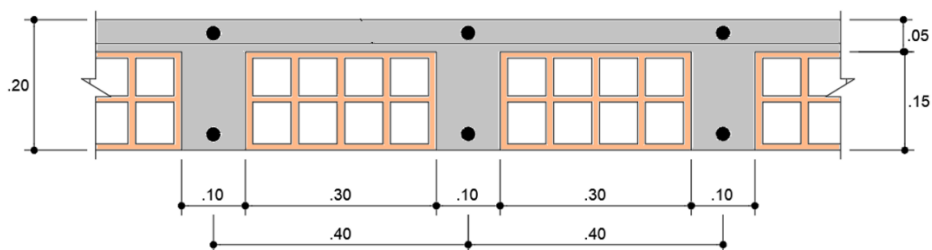


Figura 19. Detalle de aligerado

DISEÑO POR FLEXIÓN:

Los parámetros considerados son:

| | | |
|-----------------------|-----------------------------|------------------------------|
| $\Phi = 0.9$ | $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ | $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ |
| $\epsilon_s = 0.0021$ | $\epsilon_{cu} = 0.003$ | $\beta = 0.85$ |

Para realizar el diseño por flexión se calcularon los momentos a la cara de la vigueta en mención. Según la alternancia de cargas que se realizó, se tienen los siguientes momentos negativos máximos.

| | | |
|---|--|----------------------------------|
| $A_s \text{ min } - = \frac{1.2 * \frac{Y_c}{I_c} * 2 * \sqrt{f'c}}{\Phi * 0.95 * d * f_y}$ | $A_s \text{ min } + = \frac{0.70 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y}$ | $A_s \text{ max} = 0.75 * A_s b$ |
| $a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\Phi * 0.85 * f'c * b}}$ | $A_s = \frac{M_u}{\Phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$ | |

Figura 20. Expresiones diseño por flexión

Con lo cual se tiene que:

| | |
|--|------|
| $A_s \text{ min-cm}^2$ | 0.99 |
| $A_s \text{ max-cm}^2$ | 2.71 |

| | $M_u \text{ ton-m}$ | $a \text{ -cm}$ | $A_s \text{ cm}^2$ | | $A_s \text{ cm}^2$ |
|---------------|---------------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|---|--------------------------------------|
| Vigt-3 | 0.338 | 1.29 | 0.55 | ➔ | 0.99 |
| | 1.023 | 4.29 | 1.82 | | 1.82 |
| | 1.041 | 4.37 | 1.86 | | 1.86 |
| | 0.901 | 3.70 | 1.57 | | 1.57 |
| | 0.88 | 3.60 | 1.53 | | 1.53 |
| | 0.619 | 2.44 | 1.04 | | 1.04 |
| | 0.607 | 2.39 | 1.02 | | 1.02 |

Tabla 19. Acero requerido negativo

Notamos que solo en un caso el acero negativo mínimo es necesario para garantizar la resistencia al momento negativo.

Para los extremos de las viguetas, se consideró, según la norma de concreto E.060, colocar momentos mínimos para poder asegurar el correcto comportamiento del concreto. Con esta consideración, se colocaron varillas de acero de 3/8" en cada extremo. En los demás casos se consideran varillas de acero de 5/8" y 1/2".

Para el momento positivo se obtienen los siguientes resultados:

| | |
|------------|------|
| As min-cm2 | 0.41 |
| As max-cm2 | 7.49 |

| | Mu ton-m | a -cm | As cm2 |
|--------|----------|-------|--------|
| Vigt-3 | 1.104 | 1.04 | 1.77 |
| | 0.425 | 0.39 | 0.67 |
| | 0.495 | 0.46 | 0.78 |
| | 0.763 | 0.71 | 1.21 |

Tabla 20. Acero requerido positivo

Según los resultados obtenidos, se diseñó la viga de la siguiente manera.

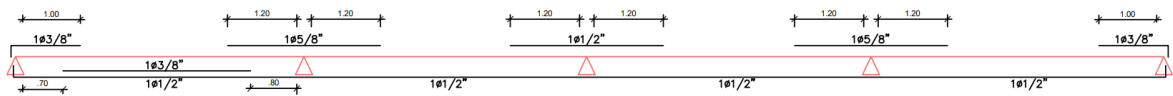


Figura 21. Armado de vigueta

Corremos una varilla de acero inferior de 1/2" y en el primer tramo lo reforzamos con una varilla de acero de 3/8", con esa distribución aseguramos el comportamiento a flexión del elemento.

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE:

Se considera la siguiente figura de aligerado para el ensanche en caso sea necesario.

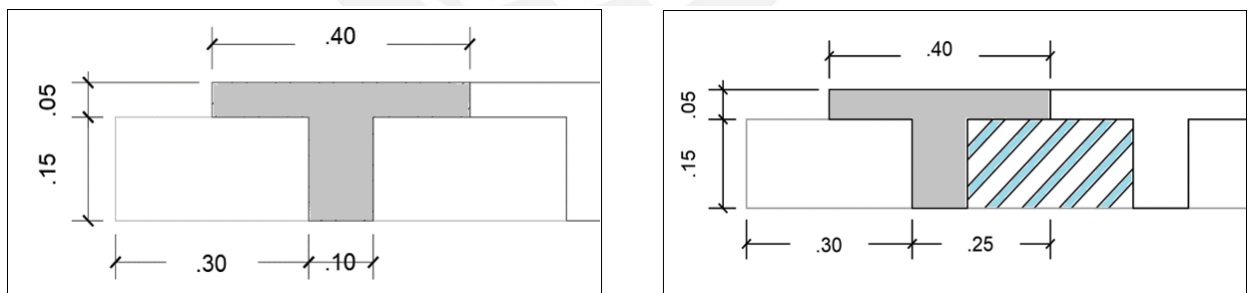


Figura 22. Detalle de ensanche de aligerado

Se considera concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, una base de 10 cm, un peralte efectivo de 17 cm; y al ser un diseño por corte el valor de $\Phi = 0.85$.

$$Vc = 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d = 1.44 \text{ ton}$$

$$\Phi Vc = 1.22 \text{ ton}$$

Para el caso de considerar ensanche en el aligerado.

$$V_c = 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d = 3.59 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 3.05 \text{ ton}$$

Con lo cual se puede considerar que el concreto logra soportar las fuerzas cortantes en los siguientes tramos según el diagrama de fuerzas cortantes antes mencionado (a “d” de la cara).

| | V u (ton) | bw = 10cm | bw = 25cm |
|---------------|-----------|------------|-----------|
| Vigt-3 | 0.847 | Soporta | - |
| | 1.248 | No soporta | Soporta |
| | 1.005 | Soporta | - |
| | 0.824 | Soporta | - |
| | 0.851 | Soporta | - |
| | 0.978 | Soporta | - |
| | 1.057 | Soporta | - |
| | 0.698 | Soporta | - |

Se observó que se tiene una cortante en la vigueta 3 que es equivalente a 1.248 ton, la cual es mayor a 1.220 ton que había resultado de la resistencia del concreto. Sin embargo, se toma el criterio de no optar por ensanche en la vigueta número 3 del aligerado, ya que solo supera a la resistencia al corte del concreto por 2%.

5.3.2 Diseño de Losa Maciza.

Para la losa maciza se calculan las cargas que actúan sobre la misma, para luego, mediante la ayuda de las tablas del capítulo 13 de la Norma E.060. calcular los momentos en los bordes de la losa y así poder obtener las cargas últimas y calcular el acero requerido.

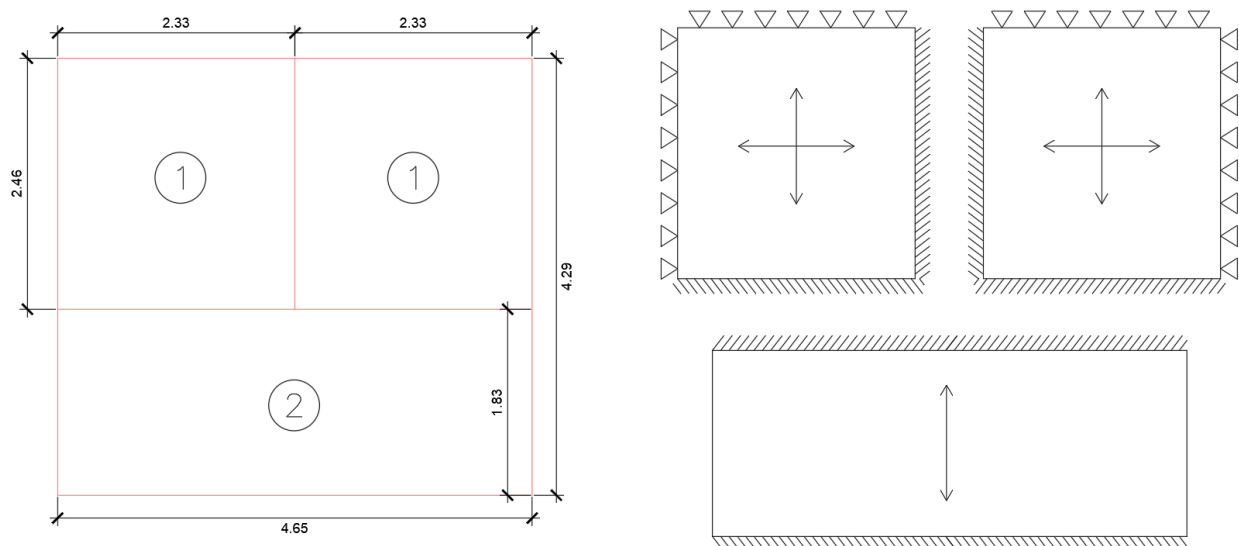


Figura 23. Consideraciones de apoyo en losa maciza

Para el caso de la losa maciza en dos direcciones (Losa 1), se tiene como carga muerta el peso propio de la losa, una losa de concreto armado de 20 cm de espesor y 5 cm de piso terminado. Para el caso de la carga viva, se sigue lo especificado por la norma de cargas E.020

| | |
|---|---|
| $\omega d = 0.58 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ | $\omega l = 0.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ |
|---|---|

Para el diseño de la losa maciza en dos direcciones, se utilizaron valores conocidos de las tablas mencionadas. Se modelo la losa de la siguiente manera:

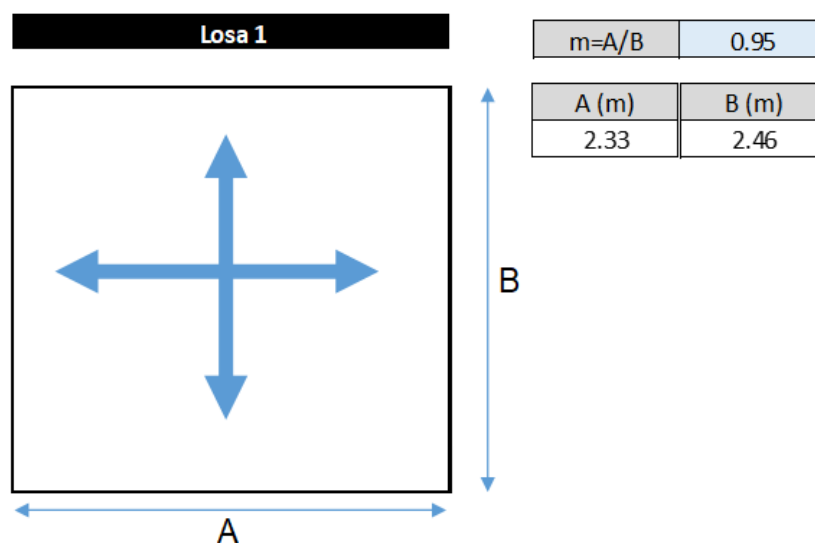
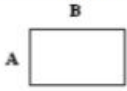


Figura 24. Losa 1

De la tabla 13.2, 13.3 y 13.5, las cuales contienen los coeficientes para el momento positivo por la carga muerta, carga viva y momento negativo por la carga última respectivamente, se obtiene el caso 4 para la losa en mención.

TABLA 13.2 COEFICIENTES PARA MOMENTOS POSITIVOS DEBIDOS A LA CARGA MUERTA

$M_a \text{ pos } d = C_a wud A^2$ $wud = \text{carga muerta amplificada}$ 

 $M_b \text{ pos } d = C_b wud B^2$










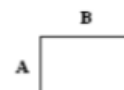
| Relación | Caso 1 | Caso 2 | Caso 3 | Caso 4 | Caso 5 | Caso 6 | Caso 7 | Caso 8 | Caso 9 |
|-------------------|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $m = \frac{A}{B}$ |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 0,95 C_a | 0,040 | 0,020 | 0,021 | 0,030 | 0,028 | 0,036 | 0,031 | 0,022 | 0,024 |
| C_b | 0,033 | 0,016 | 0,025 | 0,024 | 0,015 | 0,024 | 0,031 | 0,021 | 0,017 |

Figura 25. Coeficientes para momentos positivos por carga muerta

TABLA 13.3 COEFICIENTES PARA MOMENTOS POSITIVOS DEBIDOS A LA CARGA VIVA

$$M_{a \text{ pos } l} = C_a w_{ul} A^2 \quad w_{ul} = \text{carga viva amplificada}$$

$$M_{b \text{ pos } l} = C_b w_{ul} B^2$$



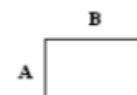
| Relación | Caso 1 | Caso 2 | Caso 3 | Caso 4 | Caso 5 | Caso 6 | Caso 7 | Caso 8 | Caso 9 |
|-------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $m = \frac{A}{B}$ | | | | | | | | | |
| 0,95 C_a | 0,040 | 0,030 | 0,031 | 0,035 | 0,034 | 0,038 | 0,036 | 0,031 | 0,032 |
| C_b | 0,033 | 0,025 | 0,029 | 0,029 | 0,024 | 0,029 | 0,032 | 0,027 | 0,025 |

Figura 26. Coeficientes para momentos positivos por carga viva

TABLA 13.1 COEFICIENTES PARA MOMENTOS NEGATIVOS

$$M_{a \text{ neg}} = C_a w_u A^2 \quad w_u = \text{carga amplificada total}$$

$$M_{b \text{ neg}} = C_b w_u B^2$$



| Relación | Caso 1 | Caso 2 | Caso 3 | Caso 4 | Caso 5 | Caso 6 | Caso 7 | Caso 8 | Caso 9 |
|-------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $m = \frac{A}{B}$ | | | | | | | | | |
| 0,95 C_a | | 0,050 | | 0,055 | 0,079 | 0,075 | | 0,038 | 0,065 |
| C_b | | 0,041 | 0,072 | 0,045 | | | 0,067 | 0,056 | 0,029 |

Figura 27. Coeficientes para momentos negativos para carga amplificada

Siguiendo los pasos de las tablas, obtenemos los siguientes resultados para lo que es carga viva, carga muerta y carga última:

Coeficientes para Momentos Positivos Debido a la Carga Muerta

| | | | |
|------------------------|-------|--------------------|---|
| A | 2.33 | m | Luz libre del tramo en la dirección mas corta |
| B | 2.46 | m | Luz libre del tramo en la dirección mas larga |
| C_a | 0.03 | - | Coeficiente de momentos indicados en la tabla para la dirección mas corta |
| C_b | 0.024 | - | Coeficiente de momentos indicados en la tabla para la dirección mas larga |
| W_{ud} | 0.812 | ton/m ² | Carga última repartida por unidad de área de la losa |
| $M_{a \text{ pos } d}$ | 0.132 | ton-m | Momento de Flexión en dirección X |
| $M_{b \text{ pos } d}$ | 0.118 | ton-m | Momento de Flexión en dirección Y |

Coefficientes para Momentos Positivos Debido a la Carga Viva

| | | | |
|----------|-------|--------------------|--|
| A | 2.33 | m | Luz libre del tramo en la direccion mas corta |
| B | 2.46 | m | Luz libre del tramo en la direccion mas larga |
| Ca | 0.035 | - | Coefficiente de momentos indicados en la tabla para la direccion mas corta |
| Cb | 0.029 | - | Coefficiente de momentos indicados en la tabla para la direccion mas larga |
| Wul | 0.34 | ton/m ² | Carga ultima repartida por unidad de area de la losa |
| Ma pos I | 0.065 | ton-m | Momento de Flexion en direccion X |
| Mb pos I | 0.060 | ton-m | Momento de Flexion en direccion Y |

Sumando estos momentos, obtenemos los momentos finales en los extremos:

| | | |
|--------------|--------------|-------|
| Ma pos total | 0.197 | ton-m |
| Mb pos total | 0.178 | ton-m |

Finalmente, para la carga última tenemos los coeficientes de los momentos negativos.

Coefficientes para Momentos Negativos Debido a la Carga Ultima

| | | | |
|--------------|--------------|--------------------|--|
| A | 2.33 | m | Luz libre del tramo en la direccion mas corta |
| B | 2.46 | m | Luz libre del tramo en la direccion mas larga |
| Ca | 0.055 | - | Coefficiente de momentos indicados en la tabla para la direccion mas corta |
| Cb | 0.045 | - | Coefficiente de momentos indicados en la tabla para la direccion mas larga |
| Wu | 1.152 | ton/m ² | Carga ultima repartida por unidad de area de la losa |
| Ma neg total | 0.344 | ton-m | Momento de Flexion en direccion X |
| Mb neg total | 0.314 | ton-m | Momento de Flexion en direccion Y |

Por otro lado, la Losa 2 tiene una proporción de lados mayor a 2, por lo cual se comporta como una losa maciza en una sola dirección.

Al tener las mismas cargas que la anterior losa ya analizada, tenemos un peso distribuido último de:

$$W_u = 1.152 \text{ ton/m}$$

$$\text{Longitud} = 1.83 \text{ m}$$

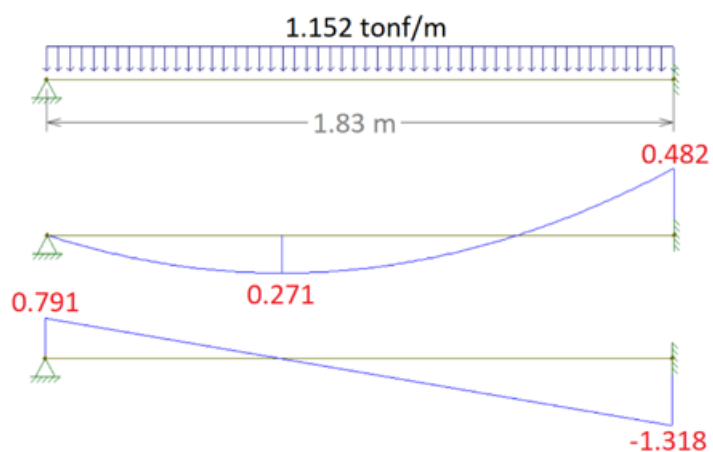


Figura 28. Modelo de análisis para la losa 2

Utilizando el programa FTOOL para la resolución de la viga empotrada apoyada tenemos:

$$Mu(+) = 0.271 \text{ ton} - m \quad Vuizq = 0.791 \text{ ton}$$

$$Mu(-) = 0.482 \text{ ton} - m \quad Vuder = 1.318 \text{ ton}$$

Para el diseño de ambas losas se analiza 1 metro de la misma con lo cual se muestra el diagrama de momentos flectores por losa analizada:

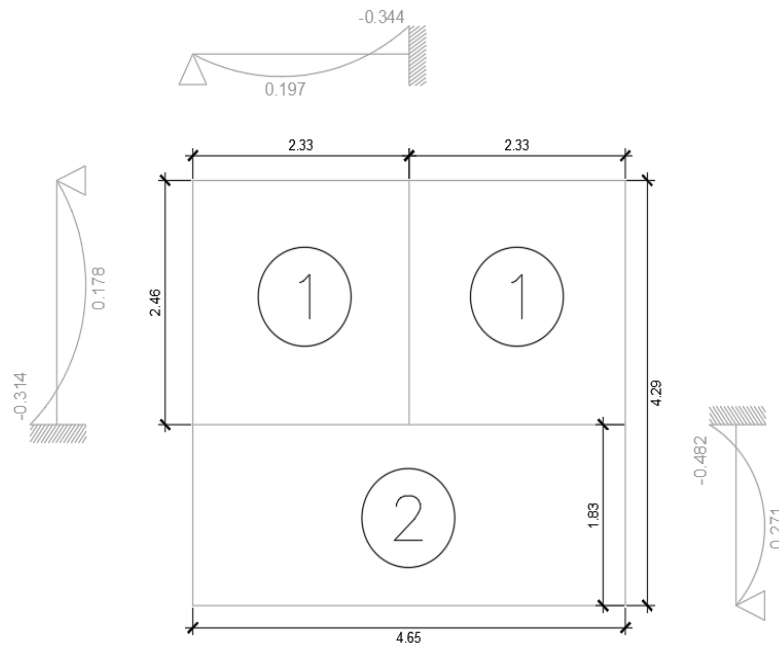


Figura 29. Momentos en losa maciza

| | |
|-----------------|------|
| β | 0.85 |
| Φ -flexion | 0.9 |

| | | |
|-------|------|--------------------|
| $f'c$ | 210 | kg/cm ² |
| f_y | 4200 | kg/cm ² |

| | |
|-----------------|--------|
| ϵ_s | 0.0021 |
| ϵ_{cu} | 0.003 |

| | | |
|-----|-----|----|
| b | 100 | cm |
| d | 17 | cm |

Con las expresiones de acero mínimo y acero máximo, obtenemos por cada momento último aplicado a las losas, un acero requerido.

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{smax} = 0.75 * A_{sb}$$

| | Mu ton-m | a -cm | As cm2 | Amin cm2 |
|---------------|----------|-------|--------|----------|
| Losa 1 | 0.197 | 0.07 | 0.31 | 3.6 |
| | 0.178 | 0.07 | 0.28 | |
| | 0.344 | 0.13 | 0.54 | |
| | 0.314 | 0.12 | 0.49 | |
| Losa 2 | 0.271 | 0.10 | 0.42 | |
| | 0.482 | 0.18 | 0.75 | |

Vemos que gobierna el acero mínimo, por ello, se decide escoger varillas de 3/8" espaciadas cada 20 centímetros.

| Diametro en pulgadas | A cm2 | S (cm) |
|----------------------|-------|--------|
| "1/4" | 0.32 | 9 |
| "3/8" | 0.71 | 20 |
| "1/2" | 1.29 | 36 |
| "5/8" | 2.00 | 56 |
| "3/4" | 2.84 | 79 |
| "1" | 5.10 | 142 |



$\phi 3/8'' @ 20\text{cm}$



CAPÍTULO 6: DISEÑO DE VIGAS

6.1 Definición de los Elementos

Las vigas son elementos estructurales rígidos, generalmente horizontales las cuales tienen como principal objetivo el poder transmitir las cargas a las cuales están sometidas hacia otros elementos de apoyo. Estas cargas son, por lo general, las cargas de las losas, tabiquería, cargas por acabados y sobrecargas. Son estos los elementos responsables de formar los pórticos en conjunto con las columnas y las placas.

Existen dos tipos de vigas las cuales se clasifican por el peralte. Una de ellas es la llamada “viga chata” la cual tiene esta denominación puesto que el peralte es el mismo que el espesor de la losa de techo. Estas forman parte del diafragma y tienen como principal función poder soportar las cargas transmitidas por los muros de tabiquería. La segunda es la llamada “viga peraltada” a la cual le corresponde un peralte mayor al de la losa de techo. Estos elementos se vuelven sismorresistentes al estar sometidos a cargas sísmicas producto de la distribución de fuerzas de los pórticos formados.

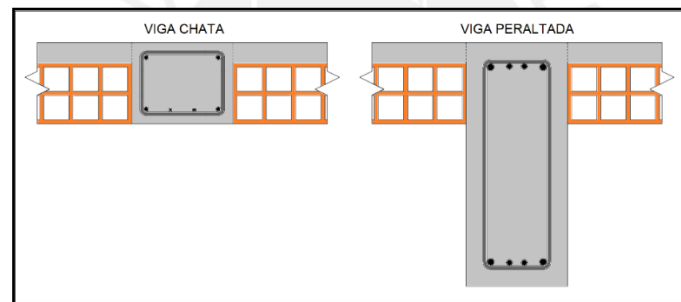


Figura 30. Tipos de vigas utilizadas

6.2 Diseño de Vigas Peraltadas

Se escogió la viga del eje A para realizar el análisis de viga el cual se muestra a continuación. La viga escogida, que se muestra a continuación, tiene como sección transversal una base de 25 cm con un peralte de 60 cm.



Figura 31. Área tributaria de la viga

Dicha viga trabaja para cargas de gravedad (las cuales se definen por medio del área tributaria) y cargas sísmicas. Para este eje tenemos una longitud de influencia en aligerado de 2.36 metros. La viga tiene 3 tramos con longitudes de 4.80 m, 4.07 m y 4.80 m respectivamente.

Para comenzar el análisis, se metraron las cargas que afectan a la viga, siendo éstas las siguientes:

| |
|---|
| CARGA MUERTA |
| Peso propio de la viga |
| Peso del aligerado en el área de influencia |
| Peso de la tabiquería |
| Piso terminado |
| CARGA VIVA |
| Sobrecarga |

En el peso de la tabiquería, tenemos los siguientes valores según la distribución en el plano. La norma E.020 nos proporciona una tabla con los pesos unitarios de la tabiquería con lo cual se utilizarán las unidades de albañilería cocida hueca con un peso de 1350 kg/m³ a la cual considerando el tarrajeo que tendrá se considerará 1400 kg/cm³:

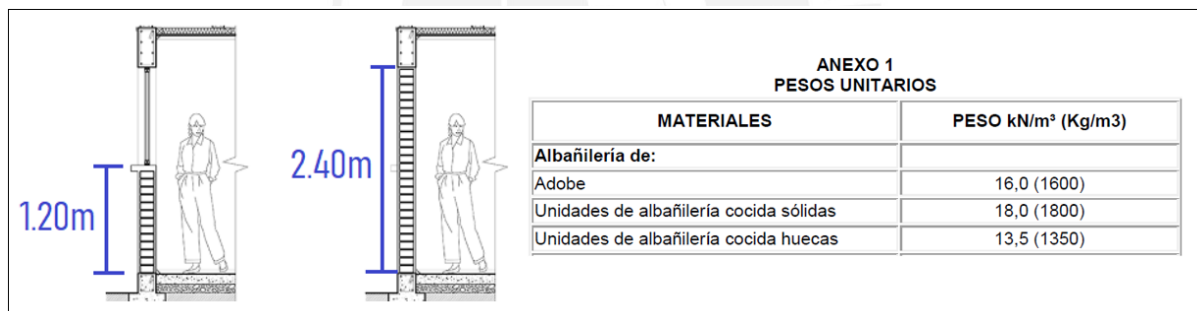


Figura 32. Pesos unitarios para albañilería

| | | |
|-----------------------|-------------|--------------------|
| Densidad de ladrillo | 1.4 | ton/m ³ |
| espesor de tabiquería | 0.15 | m |
| "h" en ventanas | 1.2 | m |
| "h" en paredes | 2.4 | m |

| | | |
|---------------------------------|--------------|-------|
| Fuerza distribuida tabiquería 1 | 0.252 | ton/m |
| Fuerza distribuida tabiquería 2 | 0.504 | ton/m |

Luego tenemos los siguientes valores antes descritos para la carga muerta y para la carga viva, según sea el caso:

| Carga Muerta | | |
|-----------------------|-------|--------------------|
| Densidad del concreto | 2.4 | ton/m ³ |
| Base de la viga | 0.25 | m |
| Altura de viga | 0.6 | m |
| W _{pp} | 0.36 | ton/m |
| | | |
| Peso distribuido Alig | 0.3 | ton/m ² |
| Longitud de Alig | 2.36 | m |
| W _{alig} | 0.708 | ton/m |
| | | |
| Peso distribuido pt | 0.1 | ton/m ² |
| Longitud de pt | 2.61 | m |
| W _{pt} | 0.261 | ton/m |

| Carga Viva (Típico) | | |
|-------------------------------|-------|--------------------|
| Peso distribuido s/c (típico) | 0.2 | ton/m ² |
| Longitud de Alig | 2.36 | m |
| W s/c (típico) | 0.472 | ton/m |
| | | |
| Carga Viva (Azotea) | | |
| Peso distribuido s/c (típico) | 0.1 | ton/m ² |
| Longitud de Alig | 2.36 | m |
| W s/c (típico) | 0.236 | ton/m |

A continuación, se presenta el modelo de viga con sus respectivas cargas:

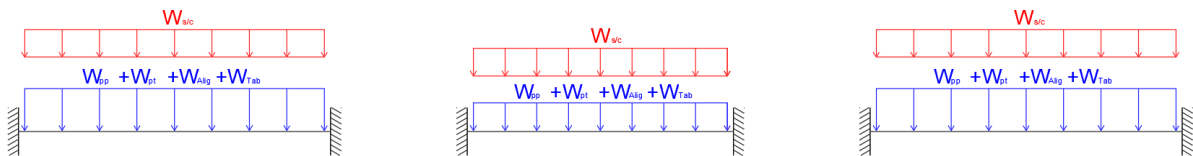


Figura 33. Modelo de viga con respectivas fuerzas para los diferentes tramos

Para el diseño de la viga se realizó el cálculo de la envolvente de fuerzas actuantes utilizando las combinaciones de la norma E.060:

- 1.4CM+1.7CV
- 1.25CM+1.25CV+S
- 1.25CM+1.25CV-S
- 0.9CM+S
- 0.9CM-S

Las fuerzas sísmicas se obtuvieron del programa ETABS, luego de esto en una tabla de Excel se realizaron las combinaciones de la Norma para poder obtener un gráfico de la envolvente y con los máximos comenzar el diseño por flexión. Para el modelo de este edificio, se encontró que las fuerzas máximas de sismo ocurren en el tercer piso. El diseño obtenido se usó también para el resto de los pisos típicos y para la azotea se realizó otro diseño.

A continuación, se muestra la envolvente del diagrama de momento flector (DMF) y la envolvente de diagrama de fuerza cortante (DFC) del primer y último tramo constituidas por todas las combinaciones anteriormente dichas:

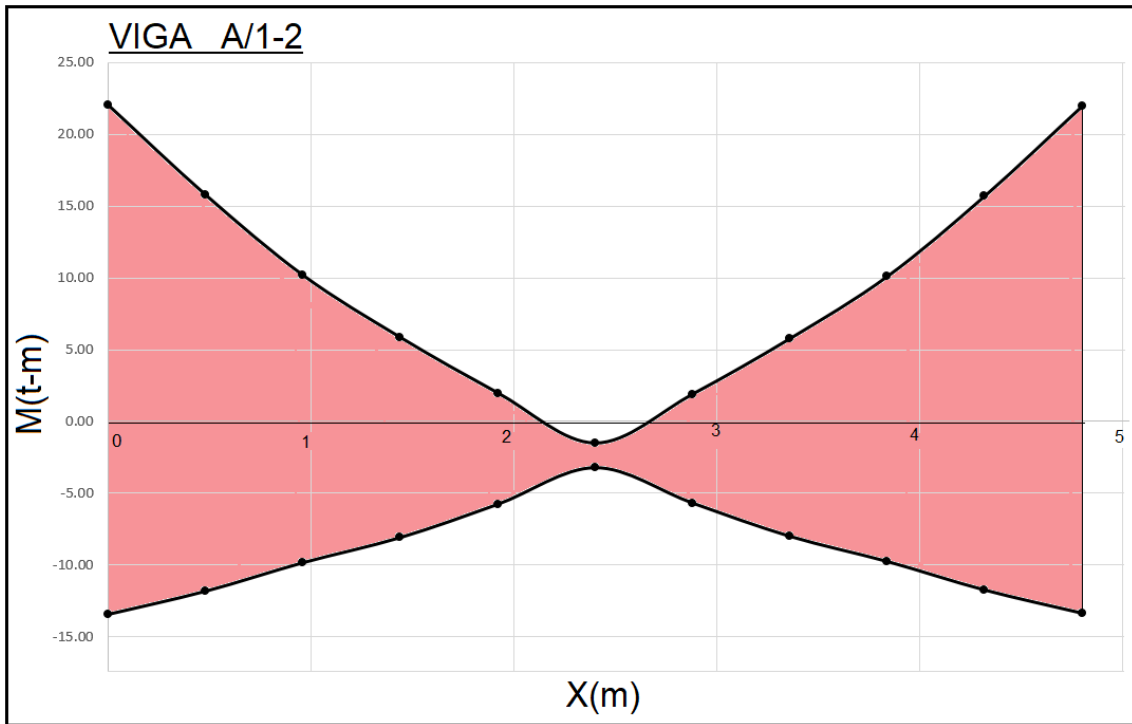


Figura 34. Envoltorio de momentos flectores del primer tramo

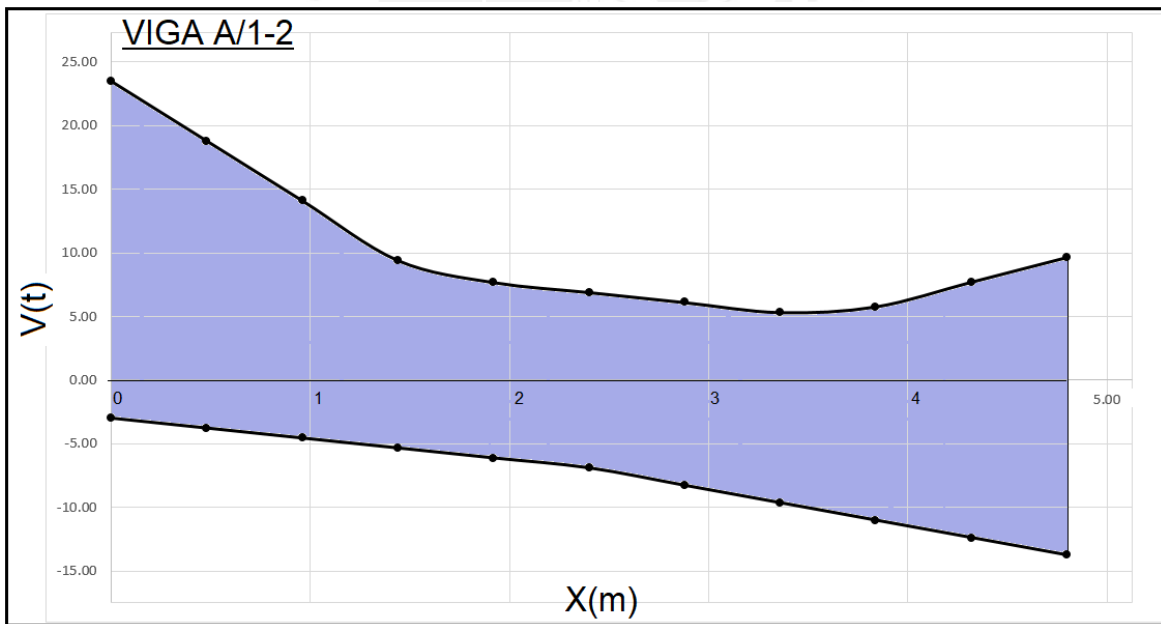


Figura 35. Envoltorio de fuerzas cortantes del primer tramo

De igual manera se presentan los gráficos para el tramo central, los cuales se muestran a continuación:

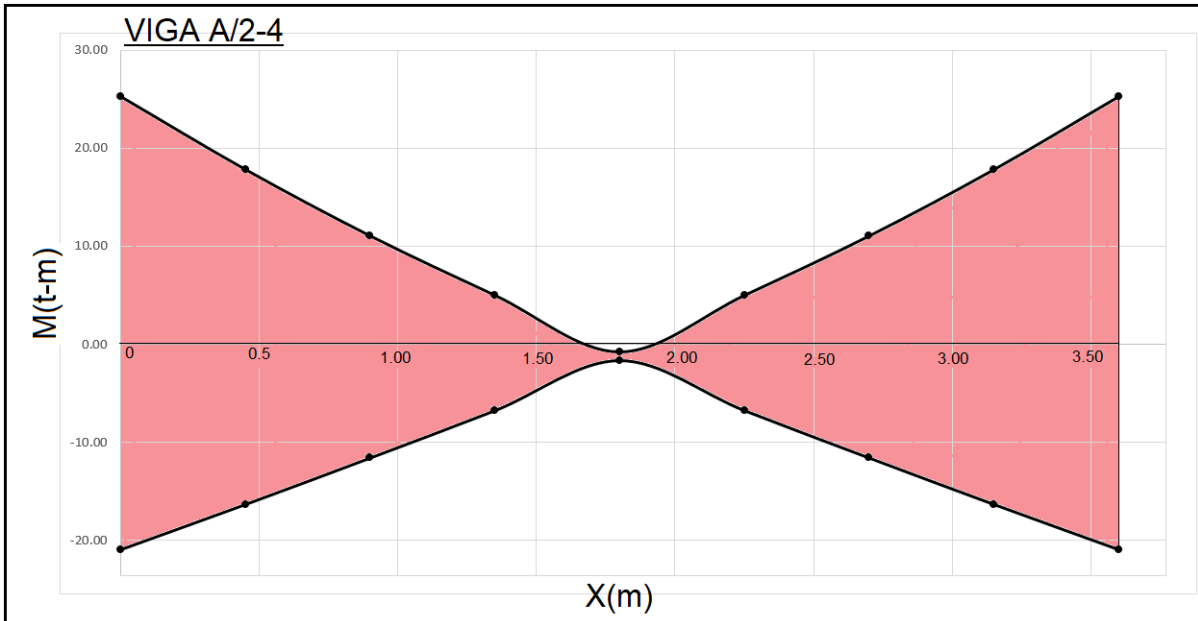


Figura 36. Envolvente de momentos flectores para el tramo central

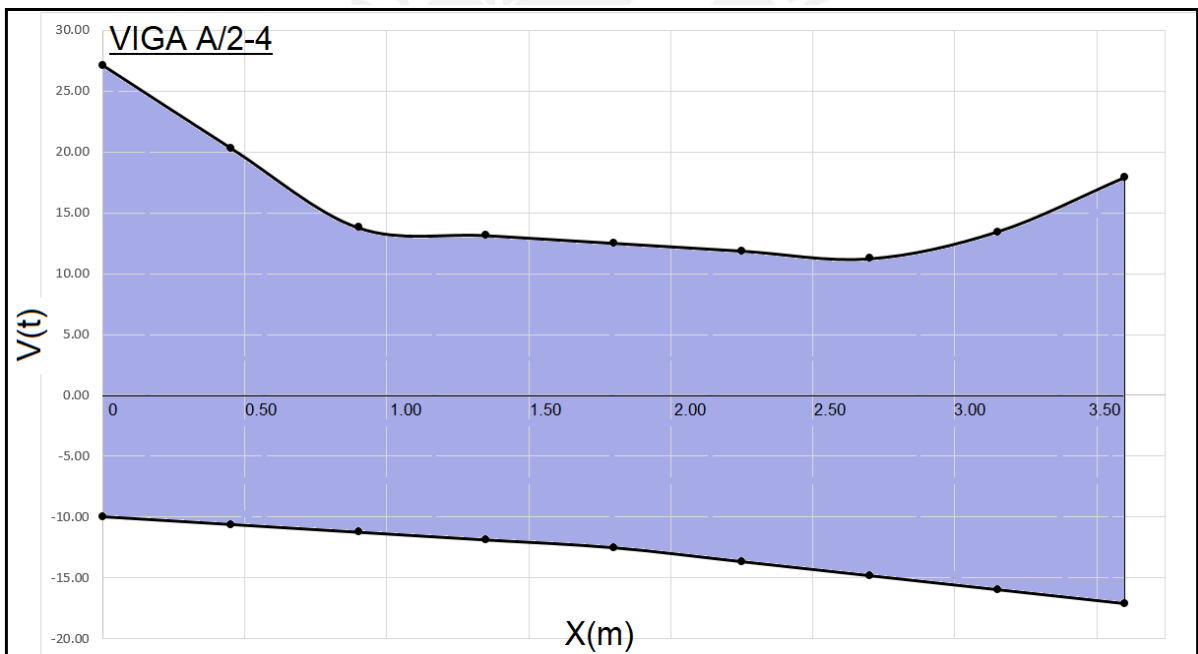


Figura 37. Envolvente de fuerzas cortantes para el tramo central

Los valores máximos obtenidos en la envolvente se muestran a continuación:

Para el primer y último tramo:

| Momento Flector | |
|-----------------|-----------------|
| máximo (tonf-m) | mínimo (tonf-m) |
| 22.07 | -13.45 |

| Fuerza Cortante | |
|-----------------|---------------|
| máximo (tonf) | mínimo (tonf) |
| 23.45 | -13.76 |

Para el tramo central:

| Momento Flector | |
|-----------------|-----------------|
| máximo (tonf-m) | mínimo (tonf-m) |
| 25.29 | -21.00 |

| Fuerza Cortante | |
|-----------------|---------------|
| máximo (tonf) | mínimo (tonf) |
| 27.13 | -17.11 |

6.2.1 Diseño por Flexión (Viga Peraltada)

Para el cálculo del acero mínimo, de acuerdo con la norma para secciones rectangulares utilizamos la siguiente fórmula:

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

Para el acero máximo se considera como un porcentaje del acero balanceado. Se hallará con la siguiente fórmula:

$$A_s \text{ max} = 0.75 * (0.85 * f'c) * A_{cb} + A's * f'sb$$

De igual manera para calcular el acero requerido se utilizó:

$$\phi M_n = 0.9 * A_s * F_y * \left(d - \frac{A_s F_y}{2 * b * 0.85 * f'c} \right)$$

Para la sección escogida de viga, se tiene:

| As min - cm2 | As max - cm2 |
|--------------|--------------|
| 3.26 | 21.52 |

Donde se puede encontrar los valores de acero máximo y mínimo para toda la viga puesto que su sección es constante en ambos extremos.

Para el primer y último tramo con el momento flector de 22.07 ton-m y -13.45 ton-m tenemos los siguientes resultados:

| | Mu ton-m | a -cm | As requerido cm2 | As escogido-cm2 | | | φMn ton-m | |
|------------|----------|-------|------------------|-----------------|-------|----|-----------|----|
| VIGA A/1-2 | 22.07 | 11.37 | 12.09 | 4φ3/4 + 1φ5/8 | 13.36 | OK | 24.10 | OK |
| | 13.45 | 6.61 | 7.02 | 2φ3/4 + 1φ5/8 | 7.68 | OK | 14.63 | OK |

Tabla 21. Momentos nominales primer y último tramo

Para tramo central con el momento flector de 25.29 ton-m y -21.00 ton-m tenemos los siguientes resultados:

| VIGA A/2-4 | Mu ton-m | a -cm | As requerido cm2 | As escogido-cm2 | | | φMn ton-m | |
|------------|----------|-------|------------------|-----------------|------|-------|-----------|----|
| | 25.29 | 13.30 | 14.13 | 5φ3/4 | 14.2 | OK | 25.40 | OK |
| 21 | 10.75 | 11.43 | 3φ3/4+ 2φ5/8 | 12.52 | OK | 22.77 | OK | |

Tabla 22. Momentos nominales tramo central

Para ambos casos se verifica que Mu es menor que el φMn escogido.

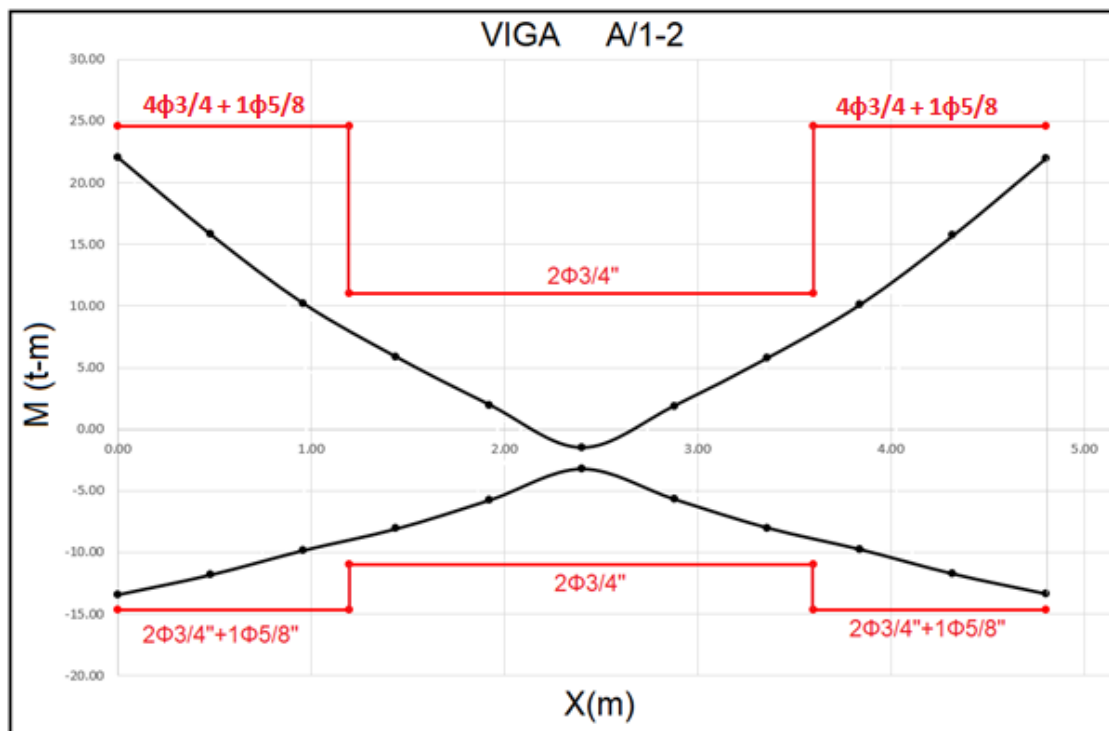
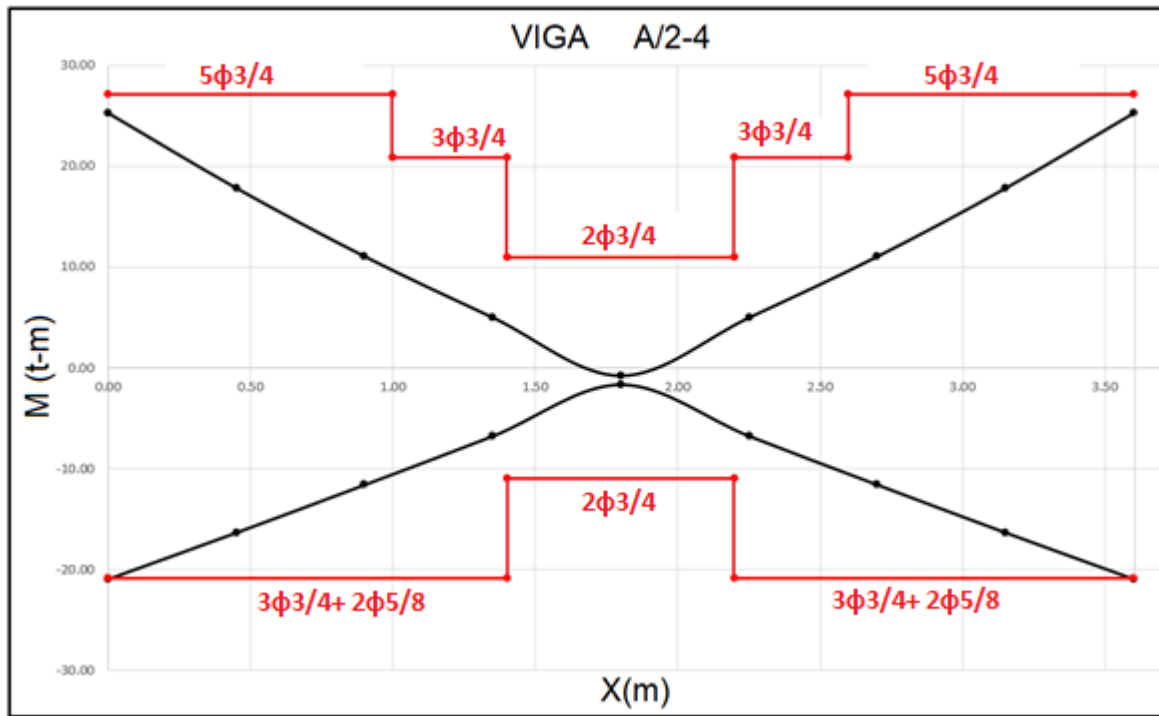


Figura 38. Distribución de las varillas de acero colocadas en envolvente de momentos flectores del primer tramo



3

Figura 39. Distribución de las varillas de acero colocadas en el diagrama de momentos flectores del tramo central

6.2.2 Diseño por Corte (Viga Peralta):

El diseño por fuerza cortante está dado por las siguientes expresiones:

| | | |
|-----------------------------|---|---|
| $V_u > \Phi V_c + \Phi V_s$ | $\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$ | $\Phi V_s = 0.85 * \frac{A_v * f_y * d}{s}$ |
|-----------------------------|---|---|

Figura 40. Expresiones diseño por fuerza cortante

Para el caso se conoce que la fuerza cortante última V_u es 23.43 ton-f gracias al diagrama de momentos que se presentó anteriormente.

Se calcula la cortante a "d" de la cara para el análisis por corte.

V_u a "d" de la cara para el primer y último tramo = 18.16 ton-f

V_u a "d" de la cara para el tramo central = 19.34 ton-f

Para todos los tramos se tiene:

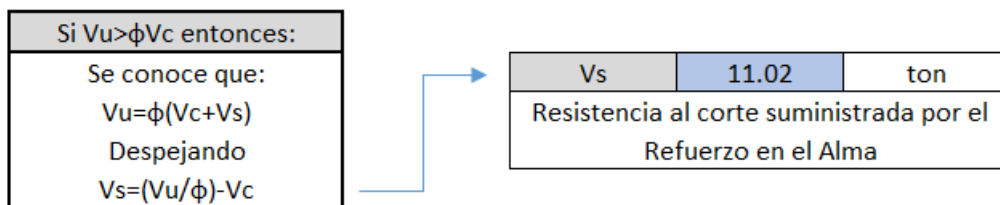
| | | |
|---------------------------|-------|-----|
| V_c | 10.37 | ton |
| ϕV_c | 8.81 | ton |
| 0.5*ϕV_c | 4.41 | ton |
| Si se necesita estribos | | |

Tabla 23. Fuerza cortante en el concreto

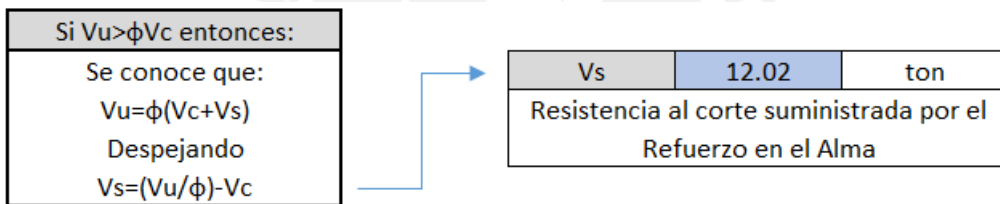
Como V_u , que es la fuerza última que actúa en la viga de concreto, es mayor a ΦV_c , que es la carga que soporta el concreto con el factor de seguridad, entonces si necesitan estribos.

Se escoge un diámetro de 3/8" para el estribado de la viga en mención.

Para el primer y último tramo se tiene:



Para el tramo central se tiene:



La norma nos indica que no debe ser mayor al siguiente valor:

Para todos los tramos:

$$V_s = 2.1 * \sqrt{f'c} * bw * d = 41.08 \text{ ton}$$

Con lo cual se verifica que no supera a este valor.

Obtenemos el V_s límite según la siguiente expresión:

Para todos los tramos:

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

Y según las expresiones para obtener el espaciamiento se tiene que:

Para el primer y último tramo:

| | | | |
|---|----|----|-----------------|
| s | 29 | cm | $s=Av*fy*d/Vs$ |
| s | 27 | cm | $s=d/2$ o $d/4$ |
| s | 60 | cm | $s= 60$ o 30 |

Tabla 24. Espaciamiento primer y último tramo

Para el tramo central:

| | | | |
|---|----|----|-----------------|
| s | 27 | cm | $s=Av*fy*d/Vs$ |
| s | 27 | cm | $s=d/2$ o $d/4$ |
| s | 60 | cm | $s= 60$ o 30 |

Tabla 25. Espaciamiento tramo central

Según la norma, tenemos el siguiente gráfico:

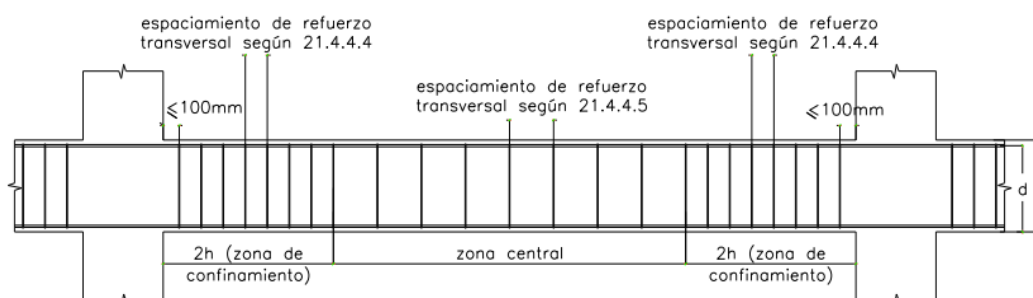


Figura 41. Requerimiento de estribos en vigas

Donde el artículo 21.4.4.4 nos indica que la separación no deberá ser menor que:

- $d/4$ pero no es necesario que el espaciamiento sea menor que 15cm
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal menor
- 24 veces el diámetro del estribo
- 30cm

Además. El artículo 21.4.4.5 de la norma, nos establece que la separación en la zona central no debe ser más que $0.5*d$. Esto nos lleva a la conclusión que se colocarán estribos de 3/8 donde 1@5cm, 12@10cm y resto@20cm.

6.3 Diseño de Viga Chata

La sección de la viga chata es de base de 25 centímetros y de 20 centímetros de altura como la losa.

Se tiene en cada techo 4 vigas chatas las cuales son idénticas y cargan el mismo peso el cual consiste en una pared de tabiquería que separa los ambientes del baño con los dormitorios.

Se considera como la densidad de la tabiquería un valor a 1.40 ton/m^3 . La altura de la pared es en promedio de 3.00 metros y el espesor de la tabiquería es de 0.15 metros.

$$\omega_{tab} = 1.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 0.15\text{m} * 3\text{m} = 0.63 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Con una fuerza distribuida de 0.63 ton/m , se tiene una viga chata con una luz libre de 4.75 metros.

Para el peso propio de la viga se tiene:

$$\omega_{viga} = 0.20 \text{ m} * 0.25 \text{ m} * 2.40 \text{ m} = 0.12 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Con los datos anteriormente mencionados, se obtiene una carga muerta de 0.73 ton/m y una carga última en la viga de 1.02 ton/m para una longitud de 4.75m.

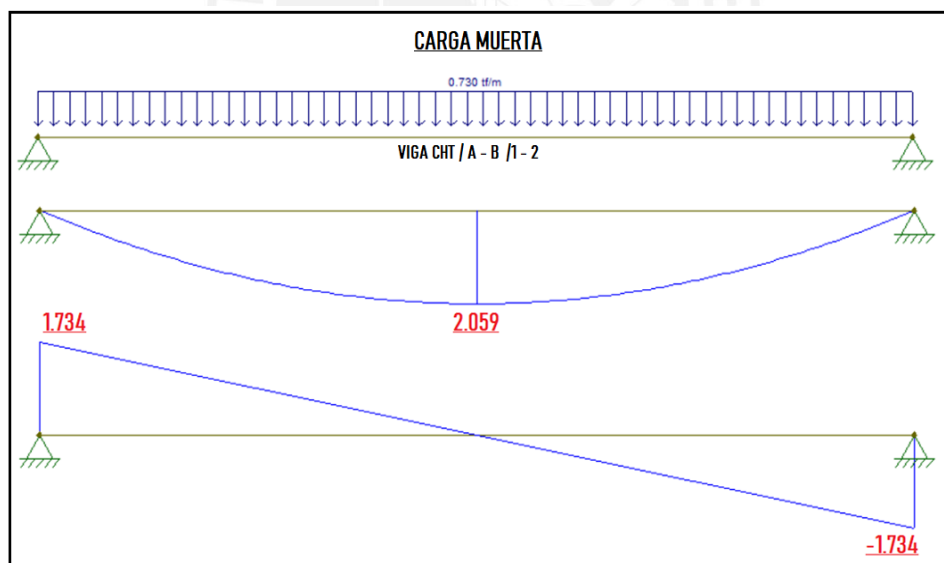


Figura 42. Diagrama de momentos y fuerzas cortantes debido a carga muerta

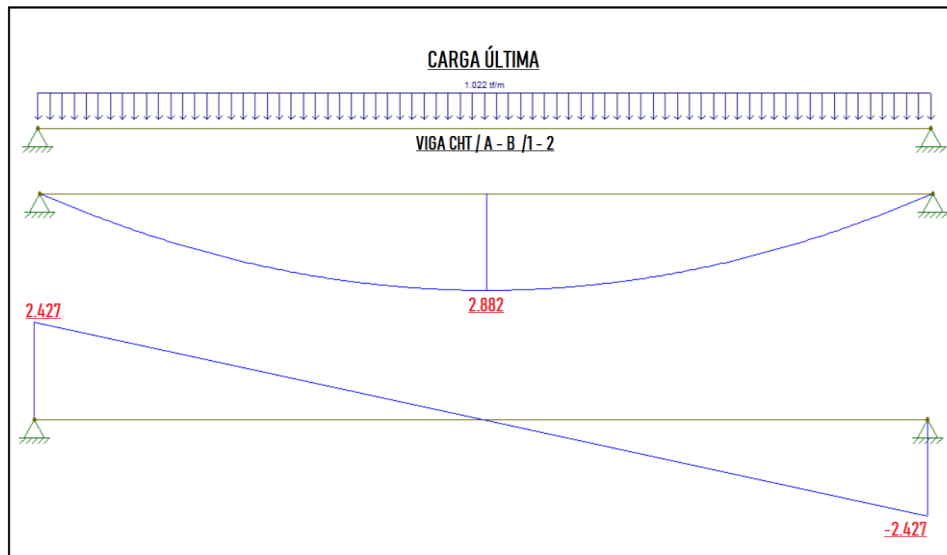


Figura 43. Diagrama de momentos y fuerzas cortantes debido a la carga última

6.3.1 Diseño por Flexión (Viga Chata):

Los parámetros considerados son:

- $\Phi = 0.9$
- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $\epsilon_s = 0.0021$
- $\epsilon_{cu} = 0.003$
- $\beta = 0.85$

se tiene un momento de 2.88 ton-m con lo cual utilizando las fórmulas siguientes se obtiene la cantidad de acero necesaria:

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

$$As = \frac{Mu}{\Phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

Con lo cual se tiene que:

- $Mu = 2.88 \text{ ton-m}$
- $a = 4.93 \text{ cm}$
- $As = 5.24 \text{ cm}^2$

Utilizando las expresiones de acero mínimo y máximo para secciones rectangulares anteriormente mencionadas, se tienen los siguientes valores:

- $A_s \text{ min} = 1.03 \text{ cm}^2$
- $A_s \text{ máx} = 6.77 \text{ cm}^2$

Según el análisis hecho, se tiene que el acero requerido para el momento en mención esta entre los límites del mínimo y máximo.

Por lo tanto, se escogen 4 varillas de acero de 1/2" para satisfacer el requerimiento de acero de la sección.

Adicionalmente, se correrán 2 varillas de acero de 3/8" en la parte superior de la viga chata por la incertidumbre al considerar que no hay momentos negativos en la viga.

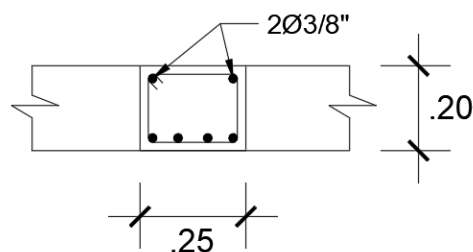
6.3.2 Diseño por Corte (Viga Chata):

Se considera un concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, una base de 25 cm, un peralte efectivo de 17 cm; y al ser un diseño por corte el valor de $\Phi = 0.85$.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 3.26 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 2.77 \text{ ton} > V_u = 2.43 \text{ ton}$$

Con lo cual se puede considerar que el concreto logra soportar las fuerzas cortantes; sin embargo, se considera conveniente colocar estribos de 1/4" de diámetro, el primero a 5 cm y el resto cada 10 cm.



$4\text{Ø}1/2" + 2\text{Ø}3/8"$

1/4"Ø: 1@.05,
rto. @.10

Figura 44. Detalle de viga chata

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE COLUMNAS

7.1 Metrado de cargas y método de diseño

Para el metrado de columnas se tomó en cuenta las cargas que se encuentran actuando en el área tributaria de cada columna: el peso propio, las losas, las vigas, los tabiques y la sobrecarga. Como ejemplo, se presenta el metrado de la columna más cargada.

El método de diseño será el mismo que para los demás elementos estructurales, se seguirá lo establecido por las normas anteriormente mencionadas.

7.2 Ejemplo de diseño

Para el piso típico COLUMNA EJE 4-C

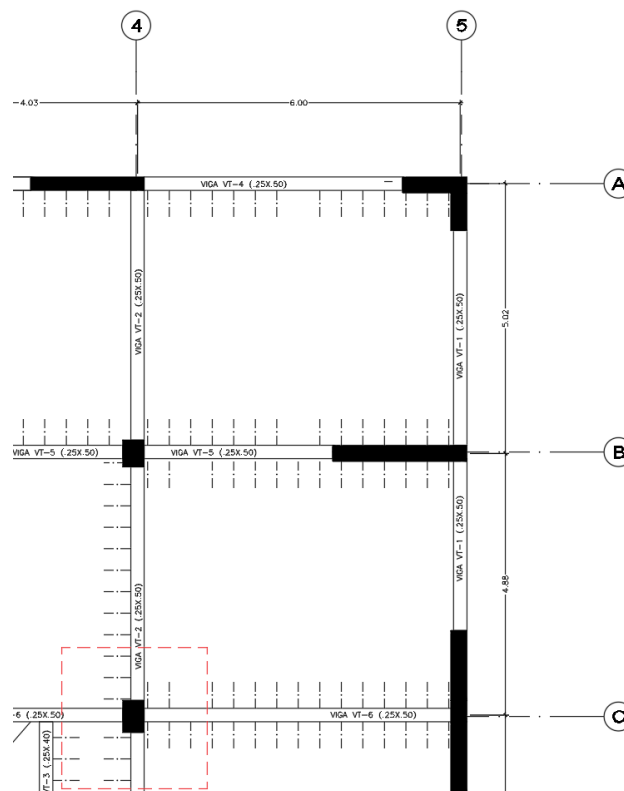


Figura 45. Columna de diseño

7.3 Diseño por flexo compresión

Para el diseño por flexo compresión se construyó el diagrama de interacción de la columna para la flexión en el eje X y para el eje Y. Además, se ubicaron los puntos en el diagrama para ver si éstos cumplían con el diseño propuesto.

Para el diseño, se propuso una cuantía de acero de 1.14%, siendo la distribución siguiente.

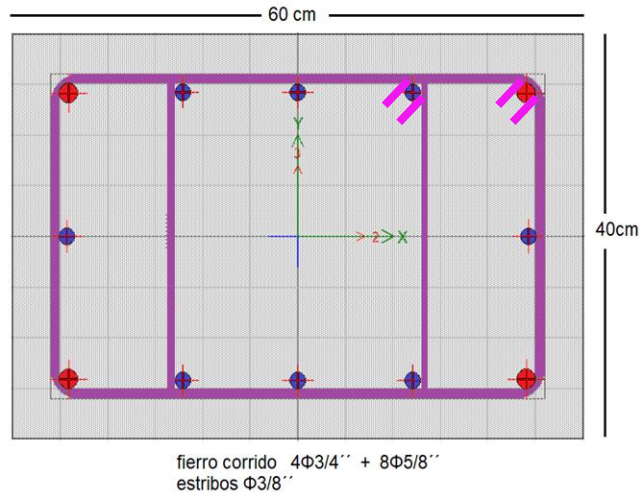


Figura 46. Armado propuesto de columna

donde se tienen 4 varillas de acero de 3/4", 5/8" y estribos de 3/8"

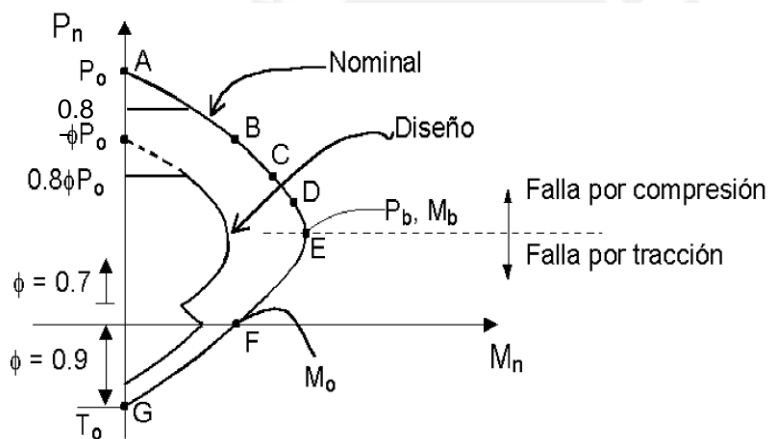


Fig. 20-23 Forma típica de un diagrama de interacción para una

Figura 47. Puntos notables diagrama de interacción

El diagrama se construye básicamente por tres puntos notables que son:

- Punto A. Falla en compresión pura

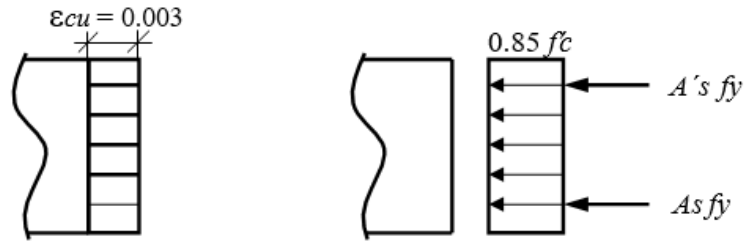


Figura 48. Falla en compresión pura

La norma E.060 establece que la máxima carga en compresión de la columna será:

Columnas con estribos: ($\alpha = 0.8, \phi = 0.7$)

$$P_n \max = 0.8 P_o$$

$$P_u \max = \phi 0.8 P_o = \phi 0.8 [0.85 f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

- Punto E. Corresponde a lo que se denomina el punto de falla balanceada de la sección.

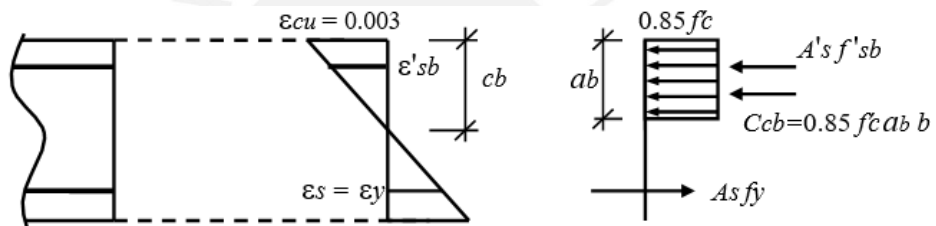


Figura 49. Falla balanceada

Las ecuaciones para obtener la posición del eje neutro en la falla balanceada vienen dadas por:

$$\frac{\epsilon_{cu}}{cb} = \frac{\epsilon_y}{d - cb} \quad cb = \frac{\epsilon_{cu} E_s}{f_y + \epsilon_{cu} E_s} d$$

- Punto F. Corresponde a la falla en flexión pura, es decir, cuando la carga axial es nula. Normalmente este punto se obtiene de tanteos.

Así, se obtuvo el diagrama de interacción para ambos ejes y ambos sentidos con el programa ETABS.

Incluyendo el factor de reducción.

Momentos en el eje Y:

Para el diagrama de interacción

| Point | P tonf | MY tonf-m | MX tonf-m |
|-------|--------|-----------|-----------|
| 1 | 293.95 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 293.95 | 9.14 | 0.00 |
| 3 | 269.53 | 14.20 | 0.00 |
| 4 | 226.85 | 18.13 | 0.00 |
| 5 | 180.60 | 20.93 | 0.00 |
| 6 | 128.43 | 22.92 | 0.00 |
| 7 | 108.49 | 24.16 | 0.00 |
| 8 | 75.41 | 24.10 | 0.00 |
| 9 | 28.15 | 18.47 | 0.00 |
| 10 | -42.45 | 8.22 | 0.00 |
| 11 | -90.72 | 0.00 | 0.00 |

Tabla 26. Combinaciones de fuerzas para diagrama de interacción eje Y

Fuerzas actuantes en la columna

| Combinación | P | Mx | My |
|------------------------|--------|--------|--------|
| | tonf | tonf-m | tonf-m |
| 0.9cm + Sx Max | 118.93 | 4.83 | -0.17 |
| 0.9cm + Sx Min | 151.34 | -1.22 | -0.46 |
| 0.9cm + Sy Max | 128.62 | 2.00 | 4.35 |
| 0.9cm + Sy Min | 141.65 | 1.61 | -4.99 |
| 1.4cm + 1.7cv | 271.42 | 4.07 | -0.60 |
| 1.25 (cm + cv) +Sx Max | 216.48 | 6.46 | -0.37 |
| 1.25 (cm + cv) +Sx Min | 248.90 | 0.40 | -0.66 |
| 1.25 (cm + cv) +Sy Max | 226.17 | 3.63 | 4.15 |
| 1.25 (cm + cv) +Sy Min | 239.21 | 3.24 | -5.19 |

Tabla 27. Fuerzas actuantes en la columna

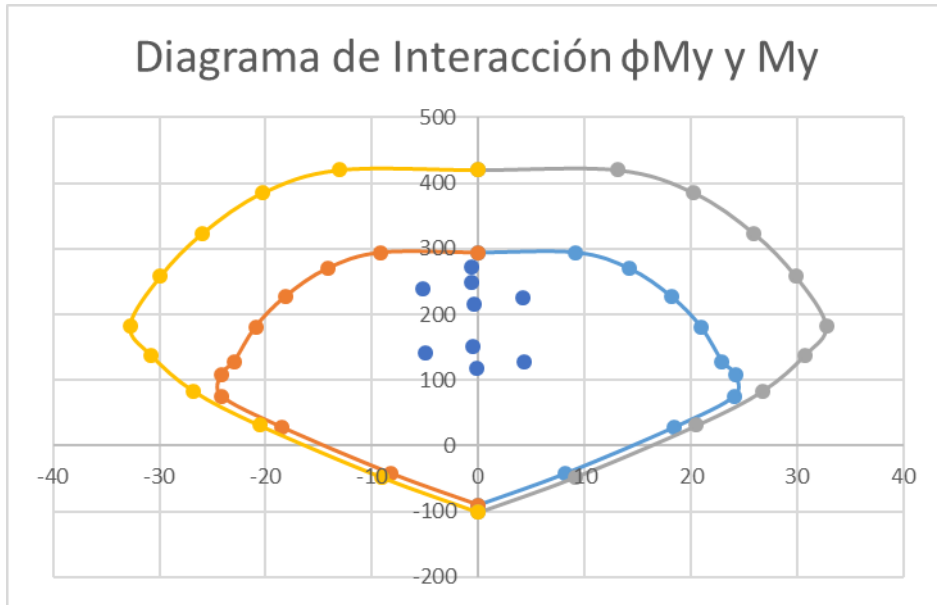


Figura 50. Diagrama de interacción eje Y

Momentos en el eje X:

Para el diagrama de interacción

| Punto | P tonf | MY tonf-m | MX tonf-m |
|-------|--------|-----------|-----------|
| 1 | 293.95 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 293.95 | 0.00 | 12.71 |
| 3 | 273.90 | 0.00 | 20.22 |
| 4 | 233.16 | 0.00 | 25.76 |
| 5 | 188.61 | 0.00 | 29.67 |
| 6 | 138.87 | 0.00 | 32.20 |
| 7 | 111.80 | 0.00 | 34.94 |
| 8 | 78.76 | 0.00 | 35.78 |
| 9 | 26.11 | 0.00 | 27.74 |
| 10 | -29.36 | 0.00 | 15.94 |
| 11 | -90.72 | 0.00 | 0.00 |

Tabla 28. Combinaciones de fuerzas para diagrama de interacción eje X

Con las fuerzas actuantes antes mencionadas, se procede a construir el diagrama de interacción para el eje X.

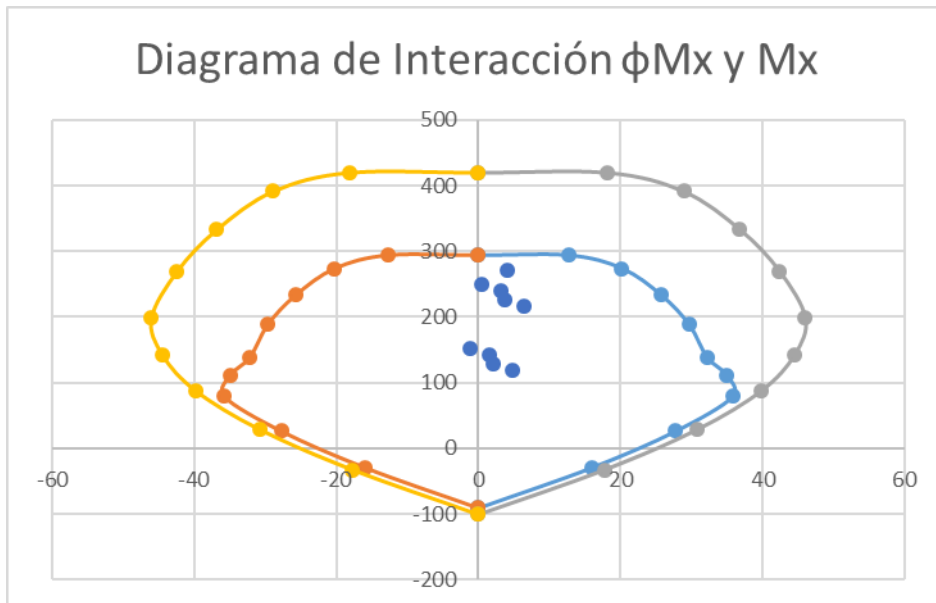
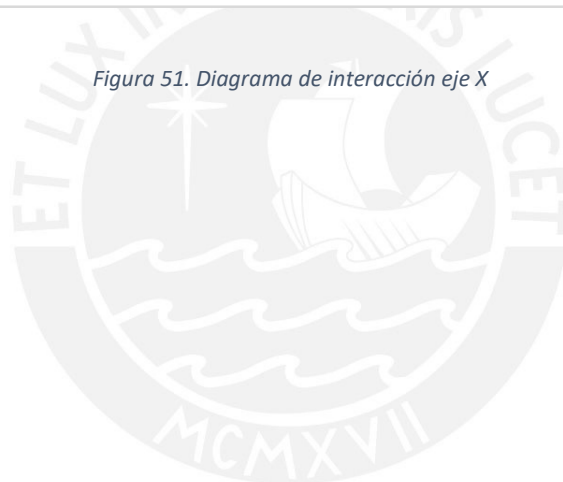


Figura 51. Diagrama de interacción eje X



7.4 Diseño por fuerza cortante

7.4.1 Diseño por resistencia

Con la armadura escogida para la columna (4 aceros de 3/4", 8 varillas de acero de 5/8" y estribos de 3/8") estimaremos el recubrimiento del acero a 6 cm. Nótese que el armado longitudinal propuesto conduce a estribos dobles, en consecuencia, $A_v = 4 \times 0.71 = 2.84 \text{ cm}^2$. Según el gráfico de la norma E.060 se tienen las siguientes zonas:

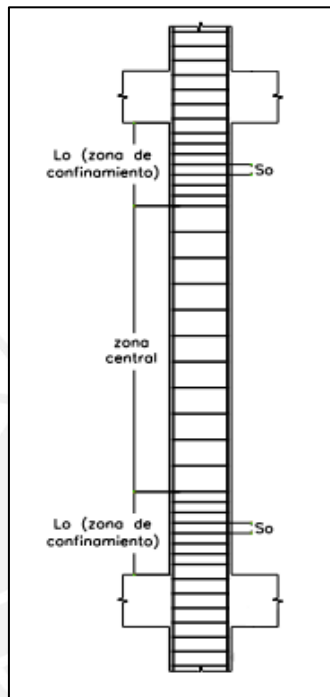


Figura 52. Estribos en Columnas para sistemas duales tipo I

Según la norma E.060 de concreto armado, L_o no debe ser menor que el mayor de:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento;
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;
- 500 mm.

Por lo tanto, L_o será igual a **500 mm**.

Según la norma E.060 de concreto armado, S_o no debe exceder al menor de:

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento;
- 100 mm.

Por lo tanto, S_o será igual a **100 mm**.

Fuera de la longitud L_o , el espaciamiento del refuerzo será el menor de los siguientes valores:

- Menor que 16 veces el diámetro de las barras verticales;
- Menor dimensión de la columna;
- 48 veces el diámetro del estribo;
- 300 mm.

Por lo tanto, restringimos el valor del espaciamiento diseñado a **300 mm**.

Luego, procedemos a verificar con fuerzas cortantes ultimas y con la siguiente expresión para obtener la fuerza cortante resistida por el concreto.

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

donde

Nu es la carga axial que recibe la columna.

Ag es el área bruta de la sección.

Bw es el ancho de la sección.

D es el peralte efectivo de la sección.

F'c es la resistencia a la compresión del concreto.

| Combinaciones | P | Vu-x | Vu-y |
|------------------------|--------|------|------|
| | tonf | tonf | tonf |
| 0.9cm + Sx Max | 118.93 | 0.23 | 3.13 |
| 0.9cm + Sx Min | 151.34 | 0.43 | 0.19 |
| 0.9cm + Sy Max | 128.62 | 1.64 | 1.84 |
| 0.9cm + Sy Min | 141.65 | 2.30 | 1.48 |
| 1.4cm + 1.7cv | 271.42 | 0.62 | 3.73 |
| 1.25 (cm + cv) +Sx Max | 216.48 | 0.44 | 4.62 |
| 1.25 (cm + cv) +Sx Min | 248.90 | 0.63 | 1.68 |
| 1.25 (cm + cv) +Sy Max | 226.17 | 1.43 | 3.33 |
| 1.25 (cm + cv) +Sy Min | 239.21 | 2.51 | 2.97 |

Tabla 29. Combinaciones de cargas de la columna

De las combinaciones mostradas, se marcan las mayores fuerzas cortantes últimas en ambos ejes con sus respectivas cargas axiales. De esta manera, se puede analizar el espaciamiento necesario para las mismas.

Para el eje X, desarrollamos la expresión antes mencionada.

$$V_c - x = \frac{0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{239.21 \times 1000}{140 * 40 * 60}\right) * 60 * 34}{1000} = 26.82 \text{ tonf}$$

De la misma manera con el eje Y.

$$V_c - y = \frac{0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{216.48 \times 1000}{140 * 40 * 60}\right) * 40 * 54}{1000} = 27.28 \text{ tonf}$$

Con lo cual se concluye que el concreto resiste el esfuerzo cortante que recibe la columna, ya que la fuerza cortante ultima (V_u) que recibe la columna es menor a la fuerza cortante que el concreto está tomando (V_c).

7.4.2 Diseño por capacidad

Cuando llevamos al límite de lo que puede resistir el elemento, obtenemos valores de V_s que son importantes para poder calcular un correcto espaciamiento de estribos en la columna.

Para ello, se recoge del diagrama de interacción, momentos que están asociados a la fuerza axial que recibe la columna. Para el eje X tenemos los siguientes valores:

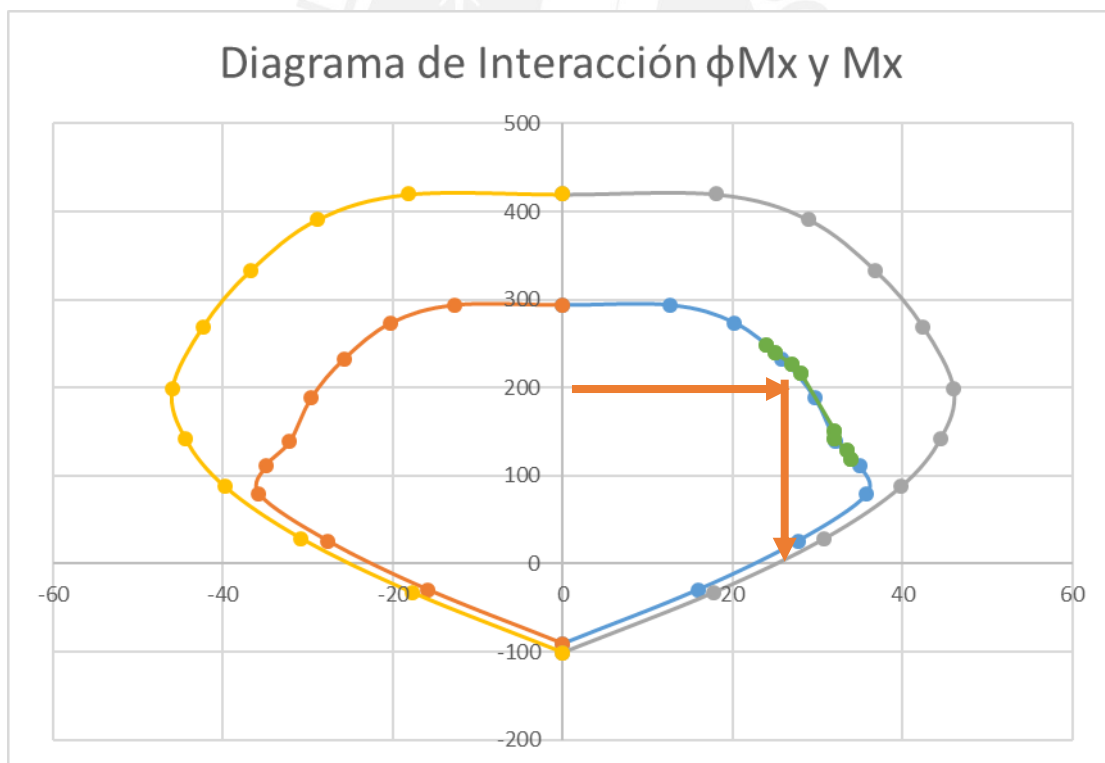


Figura 53. Diagrama de interacción eje X

| | P | ϕM_{n-x} | M_{n-x} | M_{pr-x} | V_{ux} | ϕV_{c-x} | ϕV_{s-x} |
|------------------------|--------|----------------|-----------|------------|----------|----------------|----------------|
| | tonf | tonf-m | tonf-m | tonf-m | tonf-m | tonf | tonf |
| 0.9cm + Sx Max | 118.93 | 34.00 | 48.57 | 60.71 | 40.48 | 18.03 | 22.44 |
| 0.9cm + Sy Max | 128.62 | 33.50 | 47.86 | 59.82 | 39.88 | 18.42 | 21.47 |
| 0.9cm + Sy Min | 141.65 | 32.00 | 45.71 | 57.14 | 38.10 | 18.93 | 19.16 |
| 0.9cm + Sx Min | 151.34 | 32.00 | 45.71 | 57.14 | 38.10 | 19.32 | 18.78 |
| 1.25 (cm + cv) +Sx Max | 216.48 | 28.00 | 40.00 | 50.00 | 33.33 | 21.90 | 11.43 |
| 1.25 (cm + cv) +Sy Max | 226.17 | 27.00 | 38.57 | 48.21 | 32.14 | 22.28 | 9.86 |
| 1.25 (cm + cv) +Sy Min | 239.21 | 25.00 | 35.71 | 44.64 | 29.76 | 22.80 | 6.96 |
| 1.25 (cm + cv) +Sx Min | 248.90 | 24.00 | 34.29 | 42.86 | 28.57 | 23.18 | 5.39 |

Tabla 30. Fuerzas cortantes "Vs" por capacidad eje X

De esta tabla de datos obtenidos del diagrama de interacción de la columna, se procede a calcular el espaciamiento mínimo para el eje X, utilizando la mayor fuerza cortante obtenida (Vs).

$$S = \frac{2.84 * 4200 * 34}{\frac{22.44}{0.85} * 1000} = 15.36 \text{ cm}$$

Para el eje Y realizamos el mismo procedimiento.

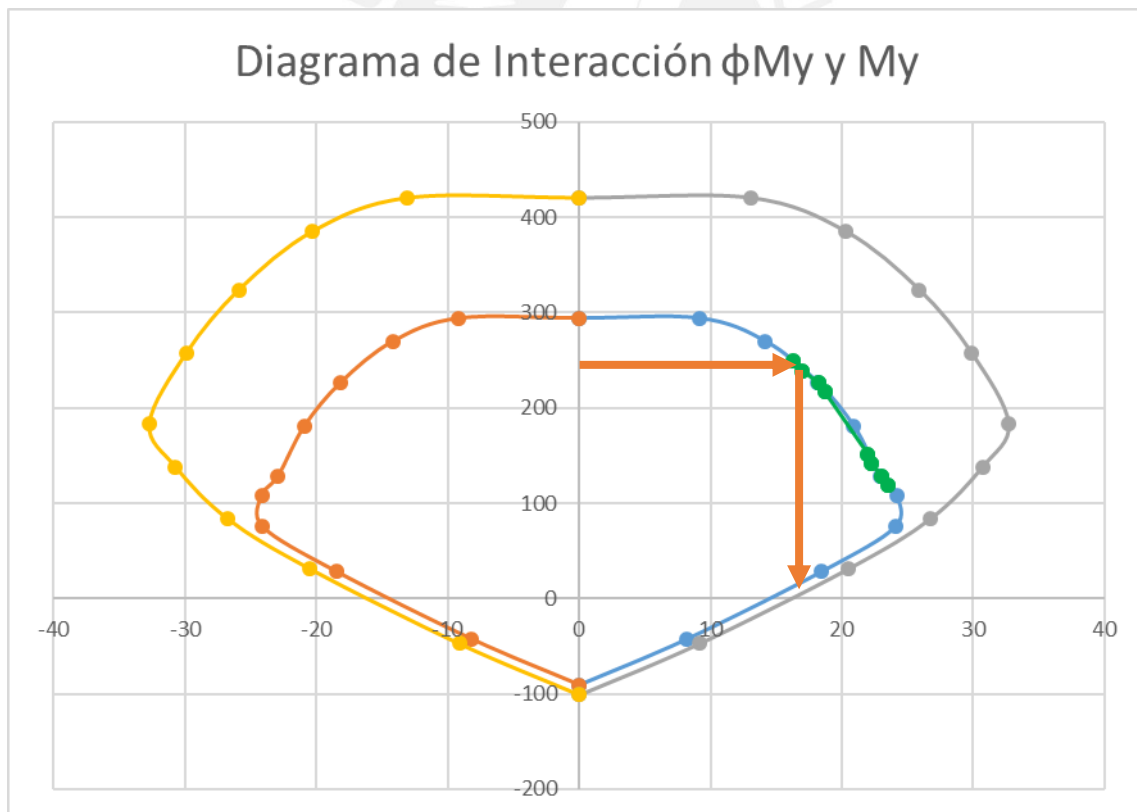


Figura 54. Diagrama de interacción eje Y

| | P | ϕM_{n-y} | M_{n-y} | M_{pr-y} | V_{uy} | ϕV_{c-y} | ϕV_{s-y} |
|------------------------|--------|----------------|-----------|------------|----------|----------------|----------------|
| | tonf | tonf-m | tonf-m | tonf-m | tonf-m | tonf | tonf |
| 0.9cm + Sx Max | 118.93 | 23.50 | 33.57 | 41.96 | 27.98 | 18.03 | 9.94 |
| 0.9cm + Sy Max | 128.62 | 23.00 | 32.86 | 41.07 | 27.38 | 18.42 | 8.97 |
| 0.9cm + Sy Min | 141.65 | 22.30 | 31.86 | 39.82 | 26.55 | 18.93 | 7.62 |
| 0.9cm + Sx Min | 151.34 | 22.00 | 31.43 | 39.29 | 26.19 | 19.32 | 6.87 |
| 1.25 (cm + cv) +Sx Max | 216.48 | 18.70 | 26.71 | 33.39 | 22.26 | 21.90 | 0.36 |
| 1.25 (cm + cv) +Sy Max | 226.17 | 18.20 | 26.00 | 32.50 | 21.67 | 22.28 | - |
| 1.25 (cm + cv) +Sy Min | 239.21 | 17.00 | 24.29 | 30.36 | 20.24 | 22.80 | - |
| 1.25 (cm + cv) +Sx Min | 248.90 | 16.30 | 23.29 | 29.11 | 19.40 | 23.18 | - |

Tabla 31. Fuerzas cortantes "Vs" por capacidad eje Y

$$S = \frac{2.84 * 4200 * 34}{\frac{9.94}{0.85} * 1000} = 34.66 \text{ cm}$$

Se observa que tiene un mayor espaciamiento por capacidad en el eje Y, sin embargo, se opta por ser conservador y elegir un espaciamiento de estribos en el área de confinamiento de 150 mm, al igual que el eje X.

Por lo tanto, se utiliza el siguiente armado de estribos:

2 ϕ 3/8", 1 @ 5 cm, 4 @ 10 cm, rto. @ 15 cm.

7.5 Diseño columna Piso 5 – Azotea

Para el piso 5 y pisos superiores, se realizó un análisis similar para poder obtener una reducción de la cantidad de acero que se utilizará para dichos niveles.

De esta manera se ahorra en la manera de armado de las columnas, el cual significa una reducción de costo de la estructura.

Se redujo la cuantía de acero de 1.14% a 1.00%, proponiendo un armado de la siguiente manera.

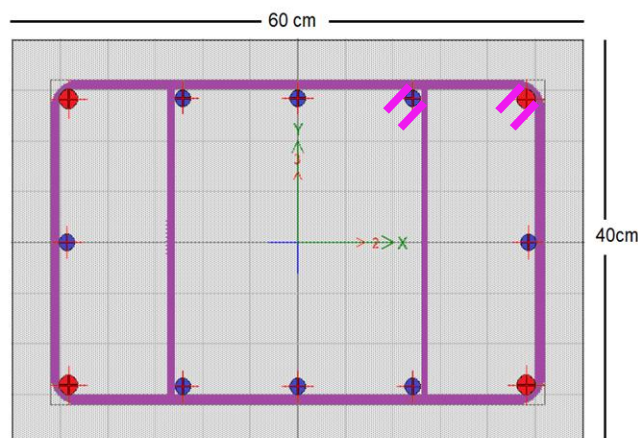


Figura 55. Distribución de acero columna piso 5 - Azotea

donde se tienen 12 varillas de acero de 5/8" con estribos de 3/8".

Siguiendo los mismos procedimientos que para los niveles inferiores, se verificó el acero inicial propuesto y se calcularon los espaciamientos necesarios para el armado de estribos, el cual se muestra a continuación.

12 varillas de acero de 5/8" con dos estribos de 3/8", 1 @ 5 cm, 4 @ 10 cm, rto @ 25 cm.



CAPITULO 8: DISEÑO DE PLACAS

8.1 Descripción

En la presente memoria de cálculo se describe y sustenta todos los procedimientos de análisis y diseño estructural realizados para la placa PL-5 elegida como ejemplo.

La placa se estructuró a base de concreto armado con una resistencia a la compresión de 210 kilogramos por centímetro cuadrado y barras de acero con resistencia de 4200 kilogramos por centímetro cuadrado.

8.2 Materiales:

CONCRETO:

- Columnas $f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}$

ACERO DE REFUERZO:

- Acero de refuerzo $fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}$

8.3 Ejemplo de diseño

Para el diseño se escogió la placa PL-5, la cual soporta una cantidad elevada de fuerza cortante.

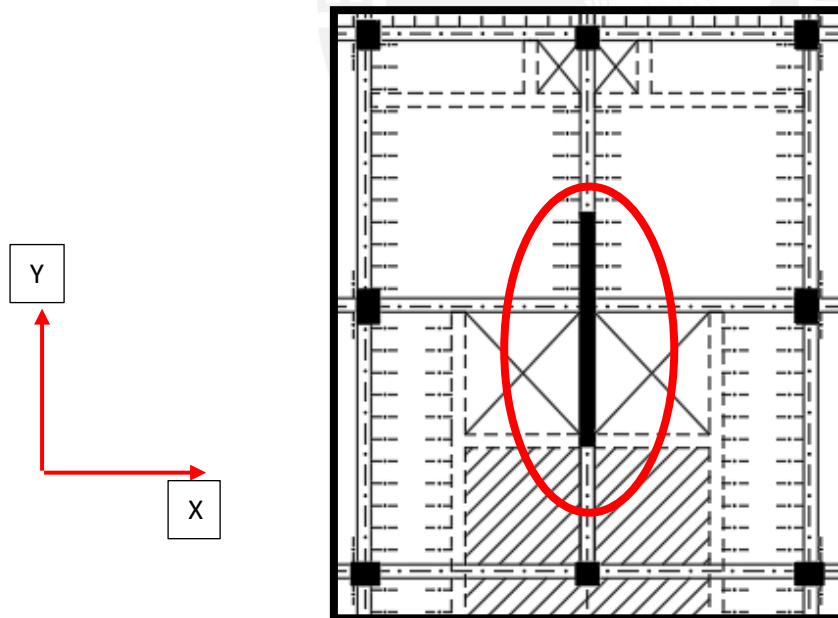


Figura 56. Placa de diseño

8.4 Análisis estructural y diseño

El análisis se realizó por la combinación de cargas de gravedad y cargas de sismo según las combinaciones brindadas por la norma peruana.

Mediante el programa ETABS se obtuvo el diagrama de interacción de la placa descrita y además las combinaciones de cargas presentes en ésta, tanto en el eje X como en el eje Y.

| Combinaciones | P | VX | VY | MX | MY |
|------------------------|--------|-------|--------|---------|--------|
| | tonf | tonf | tonf | tonf-m | tonf-m |
| 0.9cm + Sx Max | 245.72 | 2.01 | -1.11 | 4.32 | 4.51 |
| 0.9cm + Sx Min | 245.72 | -2.01 | -1.11 | 4.32 | -4.51 |
| 0.9cm + Sy Max | 201.38 | 0.00 | 53.56 | 391.20 | 0.00 |
| 0.9cm + Sy Min | 290.05 | 0.00 | -55.77 | -382.56 | 0.00 |
| 1.4cm + 1.7cv | 462.31 | 0.00 | -2.47 | 8.82 | 0.00 |
| 1.25 (cm + cv) +Sx Max | 400.16 | 2.01 | -2.09 | 7.54 | 4.51 |
| 1.25 (cm + cv) +Sx Min | 400.16 | -2.01 | -2.09 | 7.54 | -4.51 |
| 1.25 (cm + cv) +Sy Max | 355.82 | 0.00 | 52.58 | 394.42 | 0.00 |
| 1.25 (cm + cv) +Sy Min | 444.50 | 0.00 | -56.75 | -379.34 | 0.00 |

Tabla 32. Combinaciones de cargas PL-1

8.4.1 Análisis por flexo-compresión:

Para el diseño de la placa, se tomó como armado la siguiente distribución.

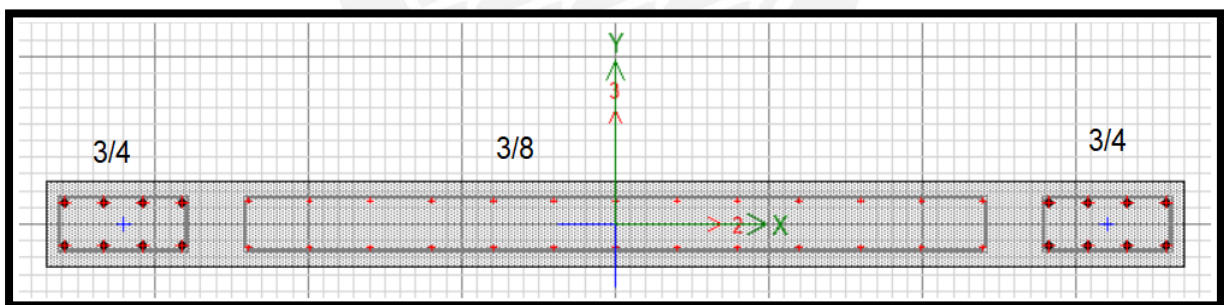


Figura 57. Distribución de acero PL-5

Para proponer este armado, se tuvieron en cuenta los siguientes acápite de la norma E.060 en lo referente al acero mínimo.

14.3.1 El refuerzo mínimo vertical y horizontal debe cumplir con las disposiciones de esta Sección, a menos que se requiera una cantidad mayor por cortante de acuerdo con 11.10.
a) La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0,002.
b) La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0,0015.

Figura 58. Refuerzo mínimo norma E.060 para placas

Esto quiere decir que la cuantía mínima de acero horizontal será como mínimo 0.20%, y para el acero vertical, 0.15%.

$$\rho_{min.hor} = 0.002 = \frac{A_s}{3.70 \times 0.25} \quad \longrightarrow \quad A_{s,min} = 0.00185 \text{ m}^2$$

$$\rho_{min.ver} = 0.0015 = \frac{A_s}{3.70 \times 0.25} \quad \longrightarrow \quad A_{s,min} = 0.00139 \text{ m}^2$$

Para el diseño por flexo compresión se construyó el diagrama de interacción de la placa para el eje X y para el eje Y. Además, se ubicaron los puntos en el diagrama para ver si estos cumplían con el diseño propuesto.

Para los núcleos en la placa, se debe tener en cuenta que si el esfuerzo en la fibra extrema traccionada es mayor que $2\sqrt{f'_c}$ (calculado suponiendo comportamiento lineal elástico).

$$\sigma_u = \frac{M_u Y_t}{I_g} - \frac{P_u}{A_g}$$

Se deberá proveer un A_s min de modo que el momento último resistente sea igual a 1.5 veces el momento de agrietamiento (M_{cr}) de la sección.

$$M_{cr} = \frac{I_g}{Y_t} \left(2\sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{A_g} \right) \quad A_{s,min} = \frac{1.5 M_{cr}}{0.9 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

donde "d" es la distancia entre c.g. de A_s y fibra comprimida.

Esta armadura de los extremos, debe confinarse como columna, y sus empalmes se diseñarán a tracción.

Con estas consideraciones, se procede a construir los diagramas de interacción para cada eje.

Incluyendo el factor de reducción.

Momentos en el eje Y:

| Punto | P tonf | MY tonf-m | MX tonf-m |
|-------|---------|-----------|-----------|
| 1 | 1068.54 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1068.54 | 19.34 | 0.00 |
| 3 | 984.60 | 31.31 | 0.00 |
| 4 | 822.02 | 39.71 | 0.00 |
| 5 | 640.14 | 44.00 | 0.00 |
| 6 | 431.00 | 44.94 | 0.00 |
| 7 | 357.96 | 45.78 | 0.00 |
| 8 | 256.16 | 43.40 | 0.00 |
| 9 | 71.20 | 29.97 | 0.00 |
| 10 | -124.27 | 13.50 | 0.00 |
| 11 | -241.54 | 0.00 | 0.00 |

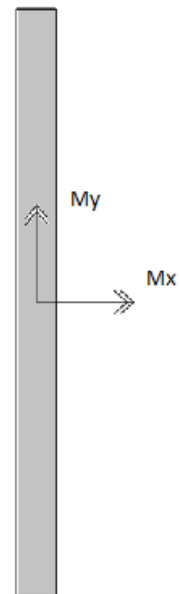


Tabla 33. Combinaciones de fuerzas para diagrama de interacción PL-1 eje Y

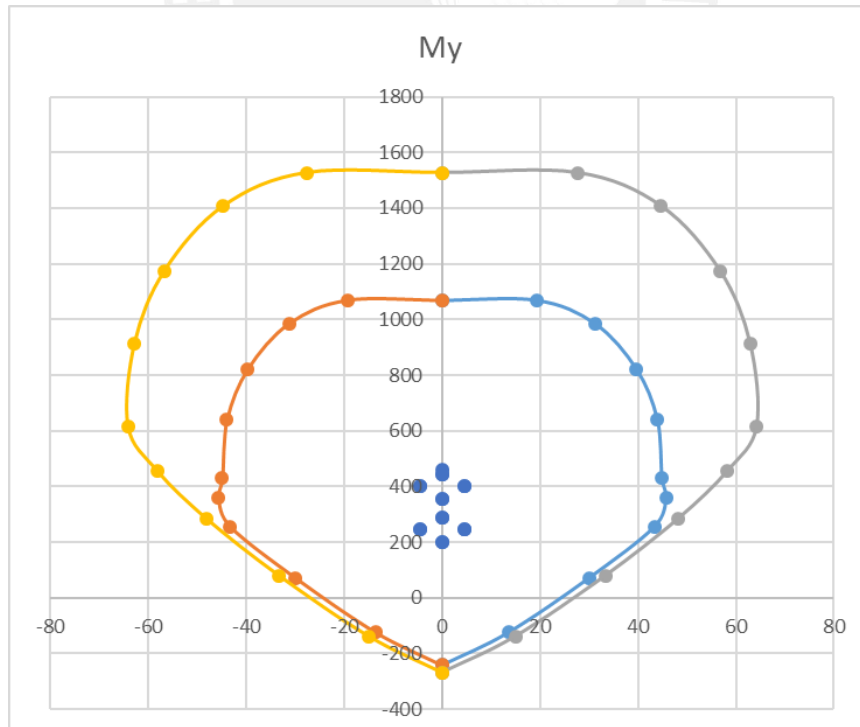


Figura 59. Diagrama de interacción PL-1 eje Y

Momentos en el eje X:

| Punto | P tonf | MY tonf-m | MX tonf-m |
|-------|---------|-----------|-----------|
| 1 | 1068.54 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1068.54 | 0.00 | 288.59 |
| 3 | 1021.01 | 0.00 | 457.04 |
| 4 | 885.24 | 0.00 | 588.33 |
| 5 | 742.68 | 0.00 | 684.48 |
| 6 | 589.12 | 0.00 | 750.41 |
| 7 | 504.93 | 0.00 | 836.74 |
| 8 | 407.41 | 0.00 | 871.81 |
| 9 | 231.66 | 0.00 | 712.93 |
| 10 | 37.46 | 0.00 | 460.30 |
| 11 | -241.54 | 0.00 | 0.00 |

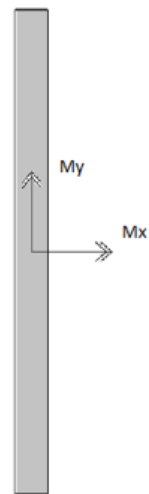


Tabla 34. Combinaciones de fuerzas para diagrama de interacción PL-1 eje X

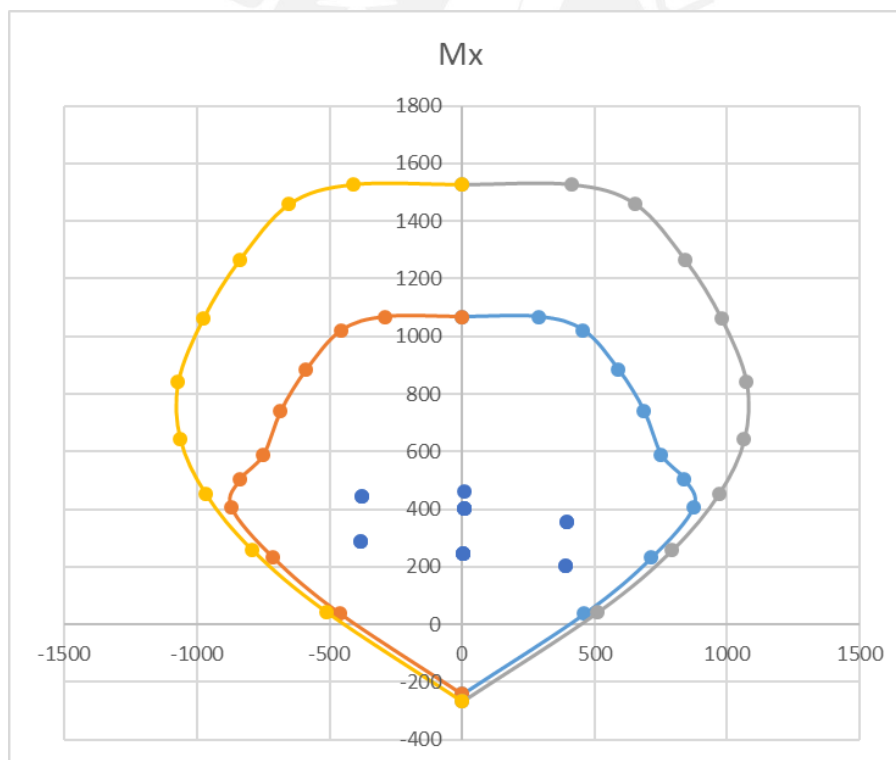


Figura 60. Diagrama de interacción PL-1 eje X

8.4.2 Diseño por fuerza cortante

Consideraciones

El muro se diseñará considerando lo que la norma E.060 indica sobre el diseño por capacidad y por resistencia.

Para ello, la norma indica que la cortante de análisis se debe amplificar por un factor que relacione el momento nominal con el momento de análisis, pero con un límite de "R".

$$V_u = V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

donde V_{ua} es la cortante ultima de análisis, M_n es el momento nominal y M_{ua} el momento ultimo de análisis.

La norma también indica lo siguiente:

11.10.3 El diseño por corte de muros para fuerzas horizontales en su plano, se basará en las ecuaciones (11-1) y (11-2) donde la resistencia al corte del concreto V_c estará de acuerdo con 11.10.5 y 11.10.6 y la resistencia al corte provista por el refuerzo, V_s , estará de acuerdo con 11.10.10:

| | |
|----------------------------|--------------------------|
| $\phi V_n \geq V_u$ (11-1) | $V_n = V_c + V_s$ (11-2) |
|----------------------------|--------------------------|

11.10.4 La resistencia V_n , en cualquier sección horizontal para cortante en el plano del muro no debe tomarse mayor que:

$$V_n \leq 0.26 \sqrt{f'_c} b_w d$$

donde A_{cw} representa el área de corte de la sección transversal del muro (área del alma) o del segmento del muro considerado.

Figura 61. Diseño por corte de muros norma E.060

La resistencia al corte del concreto V_c podrá evaluarse con la siguiente expresión:

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

donde $d = 0.8 L$, ya que el reglamento permite usar este valor.

$$\alpha = 0.80 \text{ para } H/L < 1.5$$
$$\alpha = 0.53 \text{ para } H/L > 2.0$$

Para valores intermedios de H/L varía linealmente.

$$V_s = A_{cw} * \rho h * f_y$$

donde ρh = cuantía del refuerzo de corte distribuido en la sección.

Luego:

$$V_u = \phi V_n$$

Refuerzo horizontal por corte

Cuando V_u exceda a ϕV_c , deberá colocarse refuerzo horizontal por corte.

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

La cuantía p_h del refuerzo horizontal por corte (referida a la sección total vertical de concreto) será mayor o igual a 0.0025.

Refuerzo vertical por corte

La cuantía p_v del refuerzo vertical por corte (referida a la sección total horizontal del concreto) será mayor o igual a:

$$p_v = \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (p_h - 0.0025) \right] \geq 0.0025$$

En caso V_u sea menor que $0.5 \phi V_c$ las cuantías de refuerzo horizontal y vertical pueden reducirse a los siguientes valores;

$$p_h > 0.0020$$

$$p_v > 0.0015$$

Cuando el espesor de los muros sea igual o mayor a 25 cm. el refuerzo por corte horizontal y vertical tendrá que distribuirse en 2 caras.

Para el armado considerado antes mencionado, se calculan los siguientes datos.

| Combinaciones | P | Vua | Mua | Mn | Mn/Mua | Vu | ϕV_c |
|------------------------|---------|--------|---------|--------|--------|-------|------------|
| | tonf | tonf | tonf-m | tonf-m | tonf-m | tonf | tonf |
| 0.9cm + Sy Max | -201.38 | 53.56 | 391.20 | 643.19 | 1.64 | 88.05 | 48.31 |
| 0.9cm - Sy Min | -290.05 | -55.77 | -382.56 | 643.19 | 1.68 | 93.77 | 48.31 |
| 1.25 (cm + cv) +Sy Max | -355.82 | 52.58 | 394.42 | 643.19 | 1.63 | 85.74 | 48.31 |
| 1.25 (cm + cv) -Sy Min | -444.50 | -56.75 | -379.34 | 643.19 | 1.70 | 96.22 | 48.31 |

Tabla 35. Fuerzas cortantes "Vu" en PL-5

Para las fuerzas cortantes calculadas, se procede a verificar cuando acero es necesario para cada fuerza cortante.

| Vu | ϕV_c | ϕV_s | Vs | Acw | Fy | Ph requerido |
|-------|------------|------------|-------|---------|---------|--------------|
| tonf | tonf | tonf | tonf | cm2 | kg/cm2 | |
| 88.05 | 48.31 | 39.74 | 46.76 | 7400.00 | 4200.00 | 0.0015 |
| 93.77 | 48.31 | 45.46 | 53.48 | 7400.00 | 4200.00 | 0.0017 |
| 85.74 | 48.31 | 37.43 | 44.03 | 7400.00 | 4200.00 | 0.0014 |
| 96.22 | 48.31 | 47.91 | 56.37 | 7400.00 | 4200.00 | 0.0018 |

Tabla 36. Acero requerido PL-5

Como se observa, todas las cuantías requeridas por las fuerzas cortantes antes mostradas muestran un valor menor al de 0.0025, el cual es el mínimo valor para refuerzo horizontal. Por ello, se propone el armado de estribos de 3/8" @ 20 cm, con lo cual se tendría una cuantía de 0.0028, mayor al mínimo y a lo requerido por el análisis.

Para el piso 5 y superiores se realizó un análisis similar, colocando menor refuerzo en los núcleos y diseñando por flexo compresión, así como por corte, lo cual resultó en los siguientes armados que se presentan a continuación.

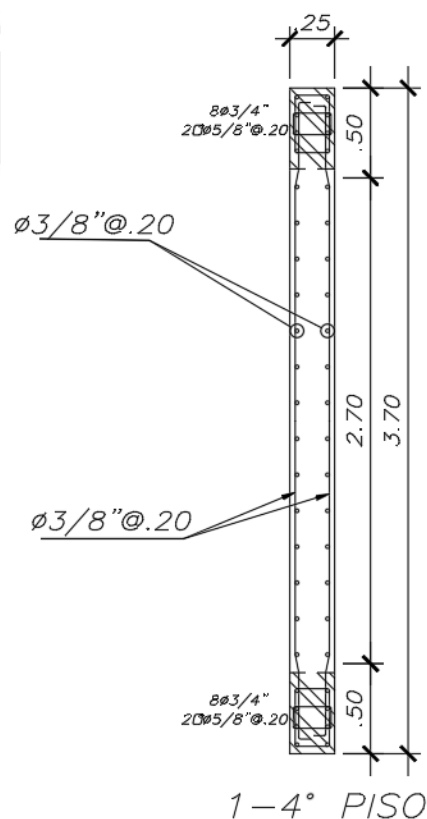
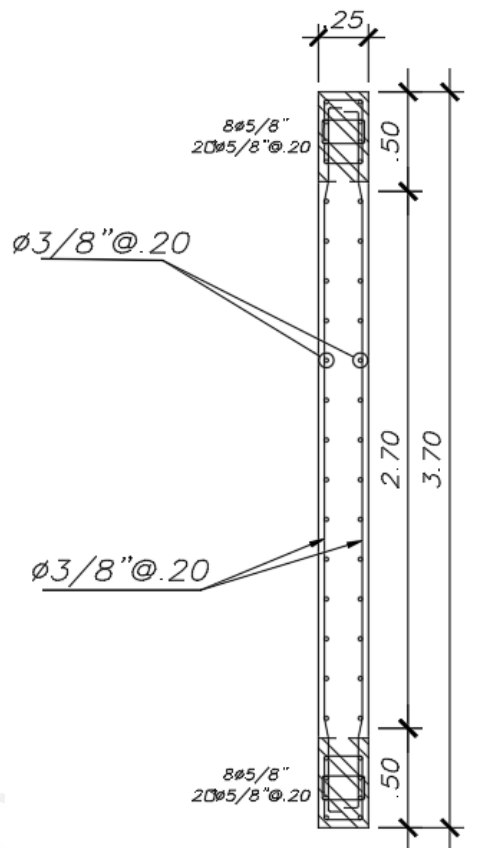


Figura 62. Armado placa PL-5, 1-4 piso



5° - AZOTEA

Figura 63. Armado placa PL-5, 5-Azotea

CAPITULO 9: DISEÑO DE CIMENTACIONES

9.1 Definición de Elementos

Se puede definir como cimentación superficial a aquellos elementos como las zapatas aisladas, zapatas conectadas, zapatas combinadas, cimientos corridos, losas de cimentación, etc. las cuales son usadas en la mayoría de los casos en las edificaciones comunes y que transmiten las cargas verticales de la estructura hacia el terreno. Estas son de vital importancia puesto que la estabilidad de la edificación depende de ellas, son las responsables de evitar las solicitaciones por volteo, deslizamiento, fallas por fuerzas cortante o fallas del terreno por esfuerzos que superan la capacidad admisible del terreno.

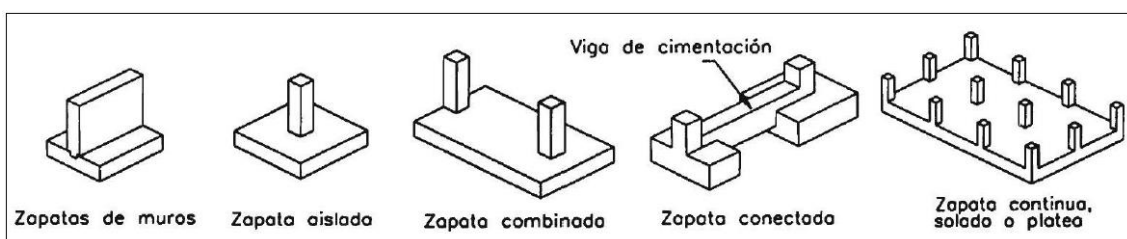


Figura 64. Tipos de zapatas. "Higashi, J. Diseño de Cimentaciones Superficiales"

Para empezar a diseñar la cimentación se debe realizar previamente un estudio de mecánica de suelos apropiado según la norma E.050. Para las condiciones de diseño de esta edificación, se consideró las características de un suelo común de Lima con una capacidad portante de 4kg/cm^2 .

| Tipo de suelo | q_s (kg/cm ²) |
|--|-----------------------------|
| 1. Rocas macizas: granito, diorita, gneis. | 100 |
| 2. Rocas laminadas: esquistos, pizarra. | 40 |
| 3. Roca sedimentarias: caliza, arenisca. | 15 |
| 4. Cascajo, gravas o gravas arenosas (GW ó GP) | |
| Compactas | 5 |
| Medianamente compactas (Lima) | 4 |
| Sueltas | 3 |

Tabla 37. Capacidad portante según tipo de suelo

9.2 Diseño de Zapata Aislada

Con el fin de poder mostrar el procedimiento y consideraciones para el análisis y diseño se eligió la cimentación de la columna del eje 4-B.

9.2.1 Análisis de Fuerzas

El procedimiento empieza con determinar las cargas en servicio transferidas del elemento que apoya para poder así determinar un pre dimensionamiento y con ello, las presiones generadas hacia el terreno. Las fuerzas obtenidas son las siguientes:

| | P (ton) | Vx (ton) | Vy (ton) | Mx (ton-m) | My (ton-m) |
|----------------|---------|----------|----------|------------|------------|
| Muerta | 118.19 | 0.22 | 0.34 | 0.40 | 0.24 |
| Viva | 23.26 | 0.01 | 0.17 | 0.19 | 0.02 |
| Sismo X | 16.56 | 2.43 | 0.12 | 0.19 | 3.85 |
| Sismo Y | 17.90 | 0.12 | 1.34 | 2.89 | 0.13 |

Tabla 38. Fuerzas transmitidas a zapata de diseño

La columna del eje escogido tiene como sección 40cm por 50cm, y se buscó una geometría de cimentación de las mismas proporciones. Para poder predimensionar la zapata se puede considerar un incremento del 5% de las cargas en servicio para poder estimar el peso de la zapata que hasta ese momento aún se desconoce. Se obtuvo unas dimensiones de zapata de 2.0 metros por 2.2 metros y con un área de 4.4 m².

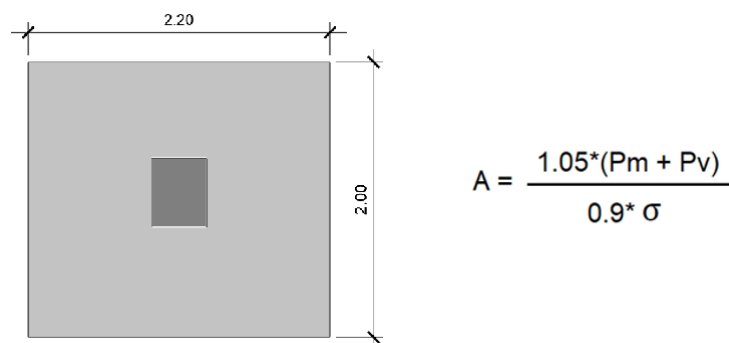


Figura 65. Zapata a diseñar

Para verificar que las dimensiones son adecuadas, se calculó las presiones en los diferentes casos y se aseguró que ningún esfuerzo obtenido sea mayor a la capacidad portante del terreno. Las presiones corresponden a una distribución lineal con la siguiente fórmula.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x v_x}{I_{yy}} \pm \frac{M_y v_y}{I_{xx}}$$

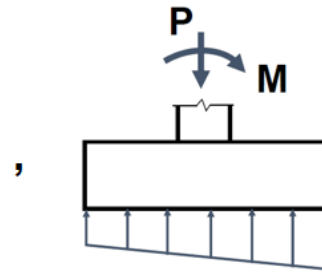


Figura 66. Ecuaciones de esfuerzo para zapata simple

La Norma E.060 en el capítulo de Zapatas menciona que se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de cargas en los que intervengan cargas temporales tales como las cargas sísmicas. Esto último, fue considerado para la comparación de esfuerzos con la capacidad portante del terreno.

Se realizaron cuatro verificaciones para calcular los distintos tipos de esfuerzos, los cuales eran:

- 1er verificación (Momentos sin sismos)
- 2da verificación (sismo en X)
- 3era verificación (sismo en Y)
- 4ta verificación (sismos X e Y)

A continuación, se muestra la tabla resumen con los valores de todos esfuerzos obtenidos:

| | | 1ra V | 2da V | 3ra V | 4ta V |
|-----------------------------------|------------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| σ (ton/m ²) | Verificación de momentos X-X | 34.12 | 38.19 | 40.18 | 44.25 |
| | | 33.39 | 37.23 | 35.87 | 39.70 |
| | Verificación de momentos Y-Y | 33.93 | 40.51 | 38.29 | 44.87 |
| | | 33.58 | 34.90 | 37.76 | 39.09 |
| | Verificación de momentos Biaxiales | 34.30 | 40.99 | 40.45 | 47.15 |
| | | 33.94 | 35.38 | 39.92 | 41.36 |
| | | 33.57 | 40.03 | 36.13 | 42.59 |
| | | 33.21 | 34.42 | 35.61 | 36.81 |

Tabla 39. Esfuerzos obtenidos según verificación

Como se puede observar, los esfuerzos obtenidos son menores a los de la capacidad portante del terreno, con lo cual se puede confirmar que el dimensionamiento escogido al inicio es adecuado. Estos esfuerzos en servicio se deben multiplicar por su respectivo factor para amplificarlas a fuerzas últimas. Para la primera verificación se multiplicaron por 1.6 puesto que se considera como el valor intermedio de la condición de 1.4CM+1.7CV, y para las verificaciones en las cuales interviene el sismo se multiplicaron por el factor de 1.25.

Los valores últimos obtenidos son los que se observan en la siguiente tabla, en la cual de igual manera se puede observar el valor máximo de todos los casos, el cual será el escogido para el diseño.

| | | 1ra V | 2da V | 3ra V | 4ta V |
|-----------------------------------|------------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| σ (ton/m ²) | Verificación de momentos X-X | 54.59 | 47.74 | 50.23 | 55.32 |
| | | 53.43 | 46.53 | 44.84 | 49.63 |
| | Verificación de momentos Y-Y | 54.29 | 50.64 | 47.86 | 56.09 |
| | | 53.73 | 43.63 | 47.20 | 48.86 |
| | Verificación de momentos Biaxiales | 54.87 | 51.24 | 50.56 | 58.93 |
| | | 54.31 | 44.23 | 49.90 | 51.70 |
| | | 53.71 | 50.04 | 45.17 | 53.24 |
| | | 53.14 | 43.03 | 44.51 | 46.01 |

Tabla 40. Esfuerzos de diseño según verificación

9.2.2 Diseño por cortante y punzonamiento

Una vez obtenidos los esfuerzos y ya identificado el esfuerzo más crítico, se procede a calcular las solicitaciones últimas en la base. Con la distribución de esfuerzo lineal considerada se calcula la fuerza cortante máxima generada en el volado y el punzonamiento en la columna. La fuerza cortante máxima en el volado ocurrirá aproximadamente a una distancia igual al peralte efectivo de la cara del elemento, por otro lado, el punzonamiento ocurre a una sección igual al área de un cuadrado a una distancia igual a los lados de la columna más el peralte efectivo.

Se asume un peralte de 80 cm con lo cual para poder hallar el peralte efectivo ("d") se le resta 10cm al peralte total. Finalmente comentar que, a falta de refuerzo transversal, será el concreto el cual soporte la fuerza cortante.

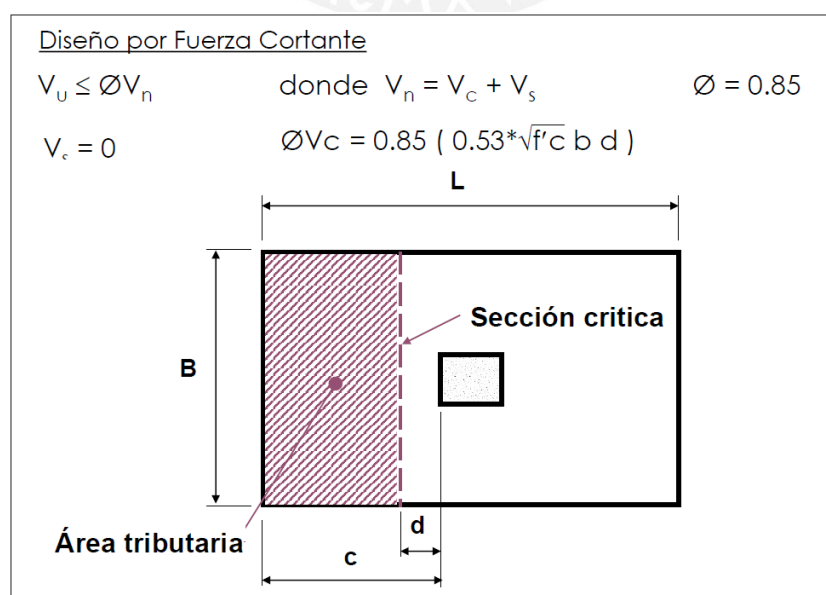


Figura 67. Expresiones para diseño por fuerza cortante. "Higashi, J. Diseño de Cimentaciones Superficiales"

Diseño por Punzonamiento

Para esta verificación, la sección crítica se localiza a "d/2" de la cara

$$V_u \leq \phi V_c \quad \phi V_c = 0.85 (1.06 * \sqrt{f'c} b_o d)$$

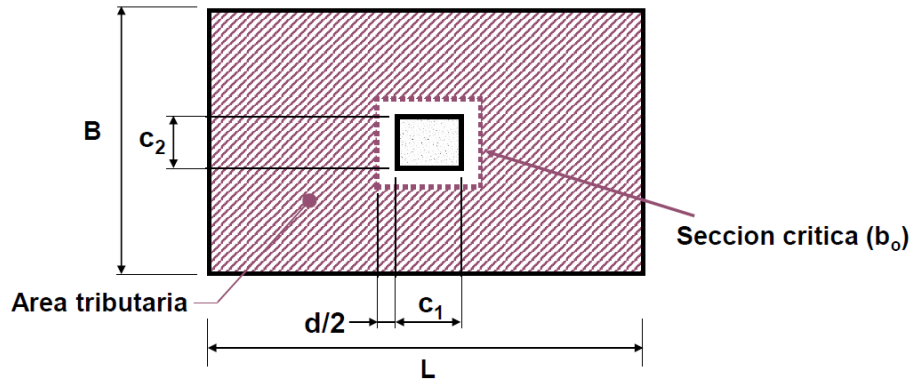


Figura 68. Expresiones para diseño por punzonamiento. "Higashi, J. Diseño de Cimentaciones Superficiales"

A continuación, se presenta el procedimiento seguido para la verificación. Los voladizos son de igual valor puesto que se conservó la misma proporción de lados de la columna para la zapata.

| | | |
|-------------------------------|------|---|
| Volados en direccion L | 0.8 | m |
| Volados en direccion B | 0.85 | m |

| | | |
|----------------|------|---|
| Peralte | 0.80 | m |
|----------------|------|---|

Con las fórmulas para la verificación por fuerza cortante tenemos lo siguiente:

| | | |
|--------------------|-----------|-----|
| Vu | 0.0 | ton |
| ΦVc | 114.90 | ton |
| Vu < ΦVc | OK | |

| | | |
|--------------------|-----------|-----|
| Vu | 5.9 | ton |
| ΦVc | 104.45 | ton |
| Vu < ΦVc | OK | |

Con las fórmulas para la verificación por punzonamiento tenemos lo siguiente:

| | | |
|-------------------------|------|----------------|
| bo - (perimetro) | 5 | m |
| Ao | 1.56 | m ² |
| Atotal | 4.4 | m ² |

| | | |
|--------------------|-----------|-----|
| Vu | 167.4 | ton |
| ΦVc | 522.27 | ton |
| Vu < ΦVc | OK | |

Con lo cual queda demostrado que cumple para el peralte de 80 cm escogido.

9.2.3 Diseño por flexión

Se calcula con la distribución de esfuerzo escogido el momento a la cara de la columna. Se asume un ancho tributario de 1m lineal para simular una viga con una base igual a dicha distancia y tener un modelo de viga en voladizo. Se debe verificar que se cumpla con las cuantías mínimas y máximas descritas en la norma E.060.

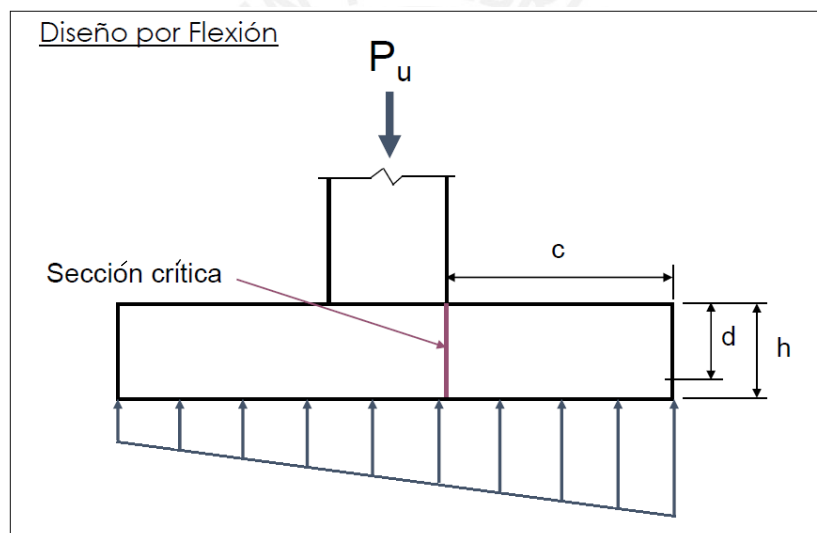


Figura 69. Sección crítica para diseño por flexión. "Higashi, J. Diseño de Cimentaciones Superficiales"

| | | |
|----------------|--------|-----------------|
| Mu | 46.836 | ton*m |
| Φ flex | 0.9 | |
| a | 1.674 | cm |
| As en B | 15.65 | cm ² |

| | | |
|----------------|--------|-----------------|
| Mu | 37.716 | ton*m |
| Φ flex | 0.9 | |
| a | 1.843 | cm |
| As en L | 12.62 | cm ² |

Con lo que tenemos finalmente una distribución de acero como la que se muestra a continuación.

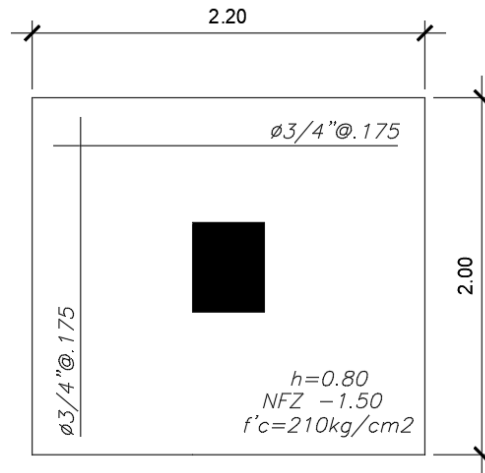


Figura 70. Armado de zapata de diseño

9.3 Zapata combinada

Por otro lado, la zapata central se diseñó en el programa SAFE 2016, siguiendo las combinaciones de cargas según lo establecido por norma E.060.

Se consideró para el diseño de dicha zapata las siguientes combinaciones:

- $Comb. 1 = 1 * CM + 1 * CV + \text{Peso del suelo}$
- $Comb. 2 = 1 * CM + 1 * CV + 0.8 * Sx$
- $Comb. 3 = 1 * CM + 1 * CV - 0.8 * Sx$
- $Comb. 4 = 1 * CM + 1 * CV + 0.8 * Sy$
- $Comb. 5 = 1 * CM + 1 * CV - 0.8 * Sy$
- $Comb. de diseño = 1.4 * CM + 1.7 * CV$

Siguiendo estas verificaciones, se comprobó que la presión del suelo no excediera la capacidad portante del terreno, con una profundidad de diseño de 80 cm.

Comb. de diseño (ton.f/m²) – Límite 52 ton.f/m²

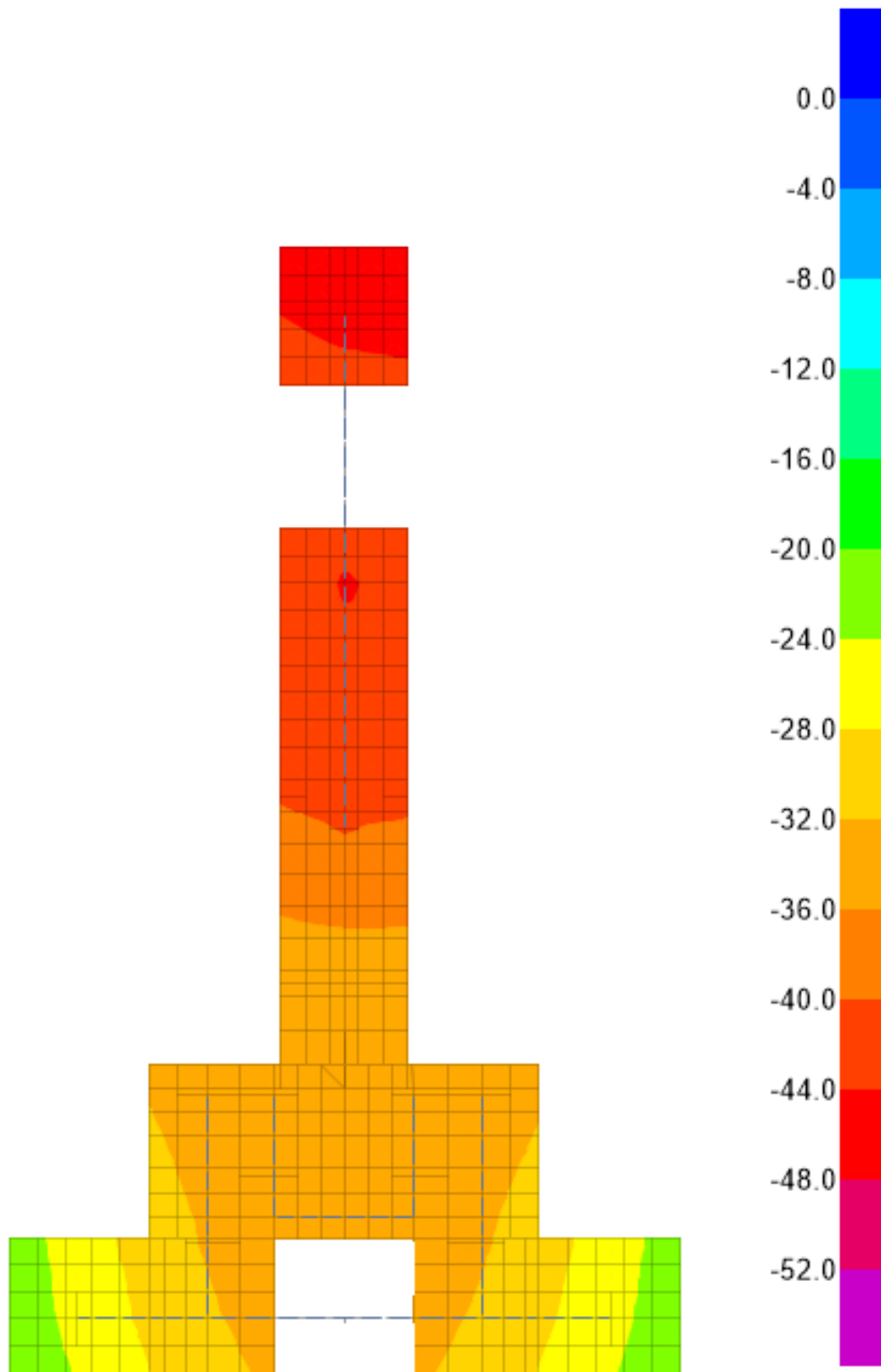


Figura 71. Presión del suelo debido a combinación de diseño en zapata central

Con estos análisis, se procedió a diseñar el elemento con la combinación de diseño, en el cual se le colocaron varillas de 3/4" espaciadas cada 20 centímetros.

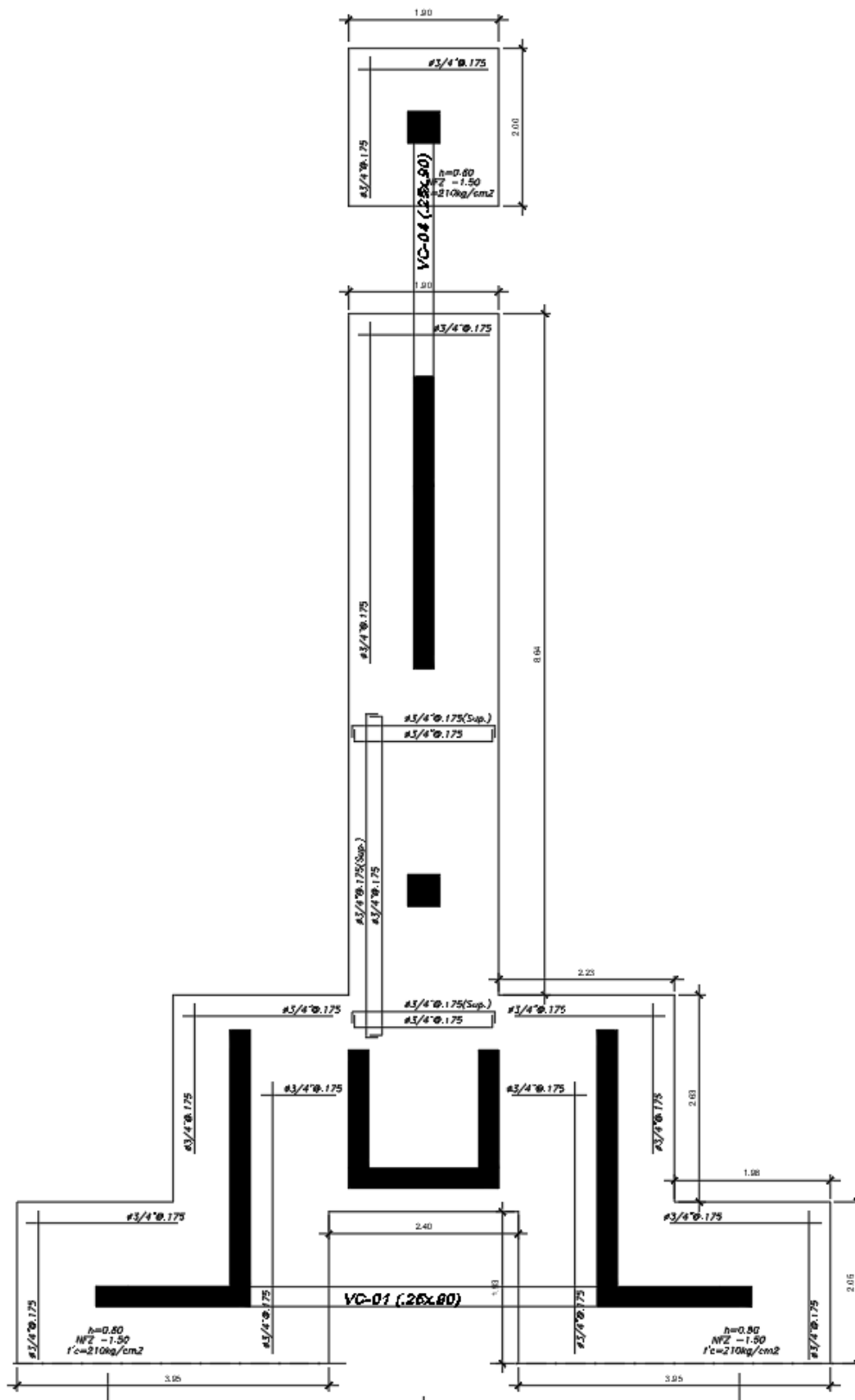


Figura 72. Armado de zapata central

9.3.1 Diseño de Viga de Cimentación

Para el caso de las vigas de cimentación, la metodología de diseño no es distinta a la de las vigas peraltadas ya vistas. La diferencia a considerar para estos elementos estructurales será el modelo de análisis y el refuerzo que se repartirá en la altura, puesto que son vigas con un peralte considerable.

En la figura 73 se muestra el ejemplo del modelamiento una viga de cimentación entre dos zapatas.

Es importante mencionar que se está asumiendo un comportamiento de sólido rígido para las placas, por lo que el momento generado por la excentricidad será tomado por la viga de cimentación que le llega.

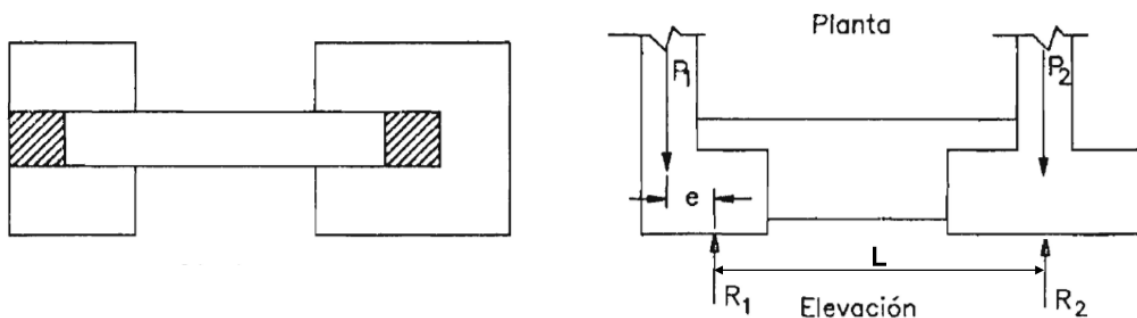


Figura 73. Modelo de viga de cimentación. "Higashi, J. Diseño de Cimentaciones Superficiales"

Se obtuvo un momento último de 12.26 ton.m y una fuerza cortante última de 22.52 ton. Para cumplir con estas solicitaciones se necesita 5.34 cm² de acero de refuerzo longitudinal y estribos con espaciamiento mínimo. Por lo tanto se optó por utilizar 2 varillas de 3/4" y estribos de 3/8" con una distribución de 1@ 5 cm y rto. @ 20 cm.

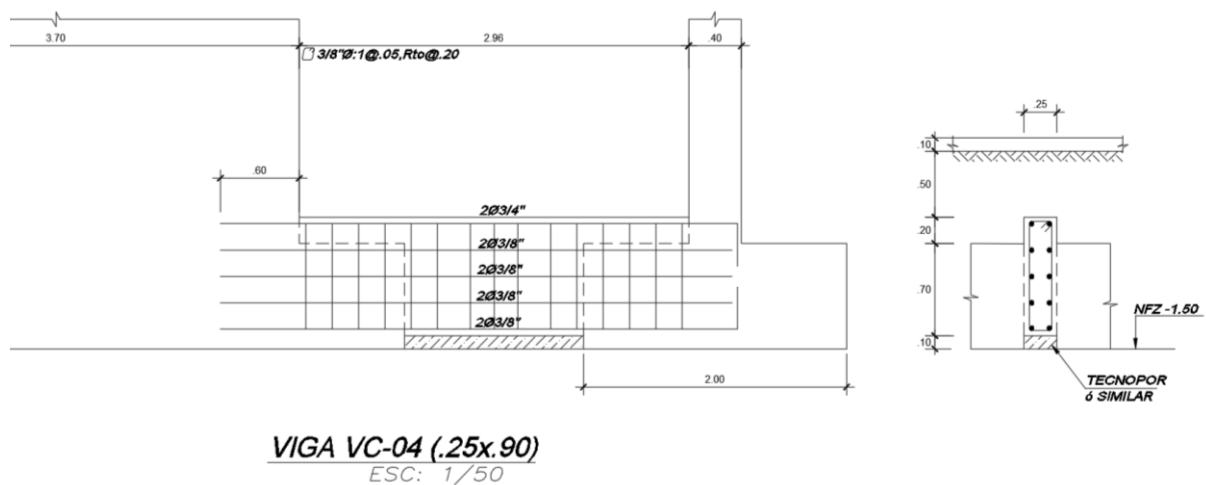


Figura 74. Diseño final de viga de cimentación VC-04

CAPÍTULO 10: DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

10.1 Introducción

La importancia de realizar estudios de estos elementos en el diseño estructural radica en que la falla de estos puede derivar en pérdida de la función de la edificación e incluso pérdidas de vidas humanas. Se conoce que es la aceleración sísmica la cual actúa sobre estos elementos no estructurales generando posibilidades de volcaduras, deslizamiento o altas fisuraciones.

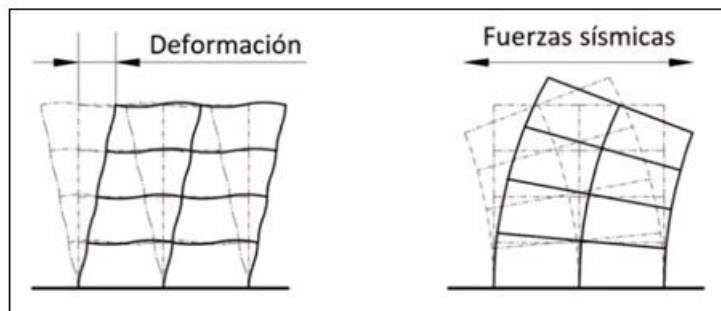


Figura 75. Deformación por fuerza sísmica. "MOOC SISMO 6.5 Elementos no estructurales – Universidad Politécnica de Madrid"

En este capítulo nos centraremos en explicar el procedimiento de diseño de los muros de tabiquería que tienen como principal función la de separar ambientes en las plantas. Estos muros deben ir debidamente espaciados de los pórticos diseñados, puesto que estos últimos deben deformarse sin restricciones. Además, la norma E.030 nos indica ciertos valores de desplazamientos admisibles tanto para pórticos de concreto armado (7‰) como para muros de tabiquería (5‰) con lo cual queda entendido que estos últimos empezaran a presentar fisuras antes que el primero mencionado. Si bien para este proyecto específico en el capítulo de "Análisis Sísmico" se observa que la máxima deriva no alcanza el valor necesario para fisurar los muros, se tomarán las precauciones y se hará el detalle correspondiente para aislar estos elementos de los pórticos.

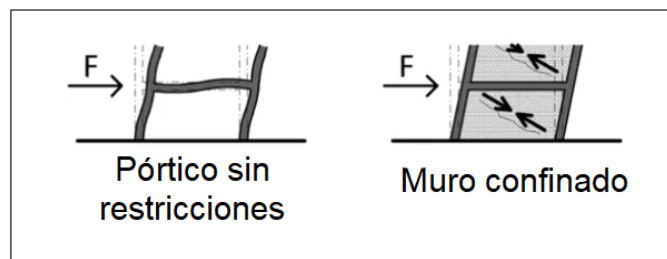


Figura 76. Tipos de respuesta de un pórtico. "MOOC SISMO 6.5 Elementos no estructurales – Universidad Politécnica de Madrid"

Los problemas que usualmente se encuentran en obra al no respetar el concepto de aislar la tabiquería con los que se muestran a continuación, sin embargo, para el proyecto en estudio solo se previene la probabilidad de cambio de rigidez:

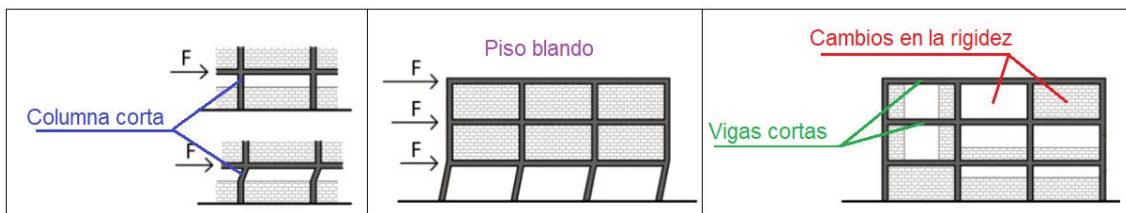


Figura 77. Problemas típicos por no aislar tabiquería. " MOOC SISMO 6.5 Elementos no estructurales – Universidad Politécnica de Madrid"

La solución a dicho problema es fijar al muro de tabiquería unas columnetas a los lados que soporten la flexión generada por las fuerzas perpendiculares al muro, además de tener elementos confinados que soporten las fuerzas cortantes generadas por las fuerzas paralelas al muro.

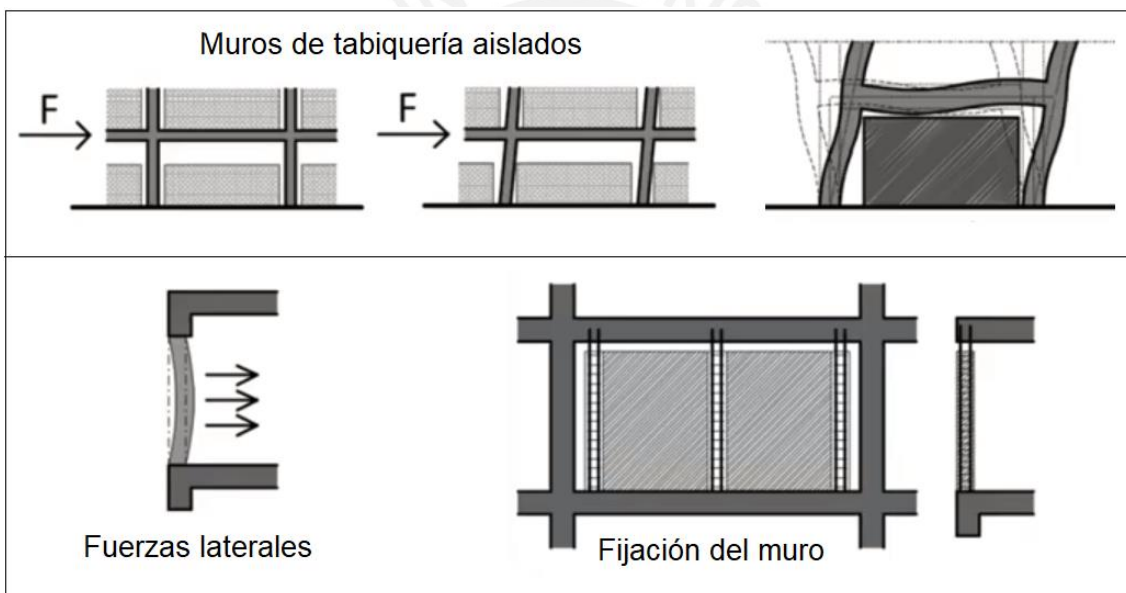


Figura 78. Fijación de muro a columnetas. " MOOC SISMO 6.5 Elementos no estructurales – Universidad Politécnica de Madrid"

10.2 Diseño de columnetas

Estos tipos de muros son característicos por su poca masa y alta resistencia al corte en su plano, prácticamente éste no trabaja ante acciones sísmicas coplanares. Para el diseño se ha decidido aplicar el método elástico de diseño por ser una tabiquería simple sin refuerzo interno.

10.2.1 Carga sísmica

Para el cálculo de la carga sísmica perpendicular al muro, se considera la proporcionada por la norma E.030 a través de la siguiente expresión:

$$V = ZUC_1 * P$$

Pero, para efectos de diseño elástico la carga fue dividida por el factor de 1.25 como se menciona en la norma E.070 quedando la siguiente expresión.

$$w = 0,8 Z.U.C_1 \gamma e$$

Donde:

Z= factor de zona especificado en NTE E.030. Diseño Sismorresistente.

U= factor de importancia especificado en NTE E.030. Diseño Sismorresistente.

C= coeficiente sísmico especificado en NTE E.030. Diseño Sismorresistente.

e= espesor bruto del muro (incluyendo tarrajeo) en metros.

γ = peso volumétrico de la albañilería.

| Tabla N° 9 VALORES DE C ₁ | |
|--|-----|
| - Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación en la cual la dirección de la fuerza es perpendicular a su plano. - Elementos cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras. | 1,3 |
| - Muros dentro de una edificación (dirección de la fuerza perpendicular a su plano). | 0,9 |
| - Cercos. | 0,6 |
| -Tanques, torres, letreros y chimeneas conectados a una parte del edificio considerando la fuerza en cualquier dirección. | 0,9 |
| - Pisos y techos que actúan como diafragmas con la dirección de la fuerza en su plano. | 0,6 |

Figura 79. Valores de C₁

| | | | | |
|---|------|----------|------|--------------------|
| Z | 0.45 | γ | 1.4 | ton/m ³ |
| U | 1 | t | 0.15 | m |
| C | 1.3 | | | |

10.2.2 Arriostres

Ante las cargas sísmicas perpendiculares a los muros, la albañilería portante y no portante trabaja como una losa simplemente apoyada sobre sus arriostres los cuales usualmente se ubican en los bordes. Para el caso en particular de la albañilería no portante, para poder amarrarla a la estructura principal se recomienda tener una adecuada conexión con columnetas.

Para este diseño se recomienda evitar la formación de fisuras efectuando un diseño elástico conservador, puesto que, al no contener refuerzo entre las unidades de albañilería, podría desintegrarse con el sismo. En estos muros el momento flector M_s distribuido por unidad de longitud, genera un esfuerzo en tracción igual a la formula mostrada a continuación, y que deberá ser menor al esfuerzo admisible por flexión (1.5 kg/cm^2 para albañilería simple):

$$f_m = \frac{6 M}{t^2}$$

En caso contrario, se deberá colocar más arriostres para disminuir el momento.

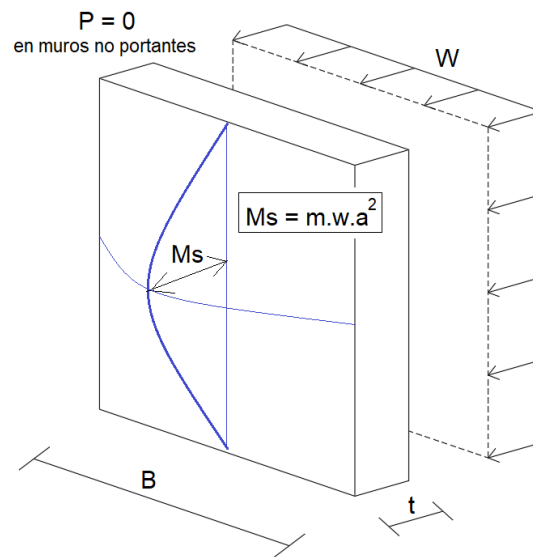


Figura 80. Diagrama de momento y flecha de muro. "San Bartolomé, A. Diseño y Construcción de Estructuras Sísmorresistentes de Albañilería"

Para el diseño se debe considerar en un principio el caso en el cual nos encontraremos. Se observa a continuación cuatro casos típicos en donde se considerará que el caso 2 será el considerado para el respectivo diseño.

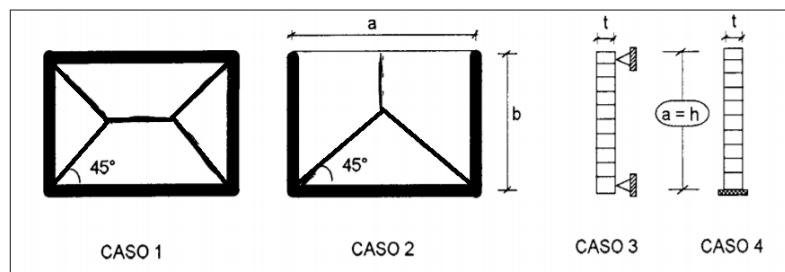


Figura 81. Casos típicos de arriostre. "San Bartolomé, A. Diseño y Construcción de Estructuras Sísmorresistentes de Albañilería"

El parapeto considerado será el de la sala comedor del departamento, el cual tiene una longitud de 3.12 metros y una altura de 1.20 metros puesto que por encima de este irán las ventanas.

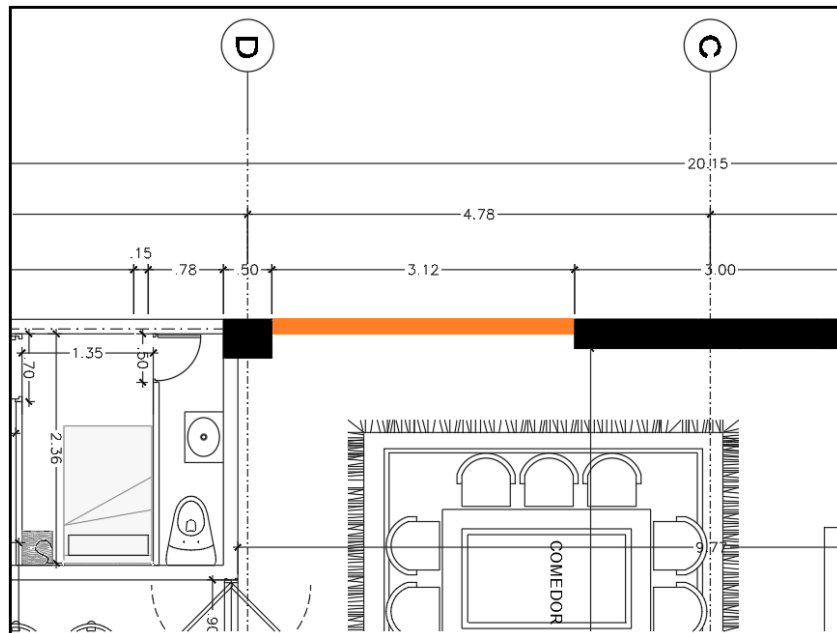


Figura 82. Muro de diseño

Como ya se mencionó anteriormente, se considera para el diseño el caso 2 de los ejemplos como se muestra a continuación.

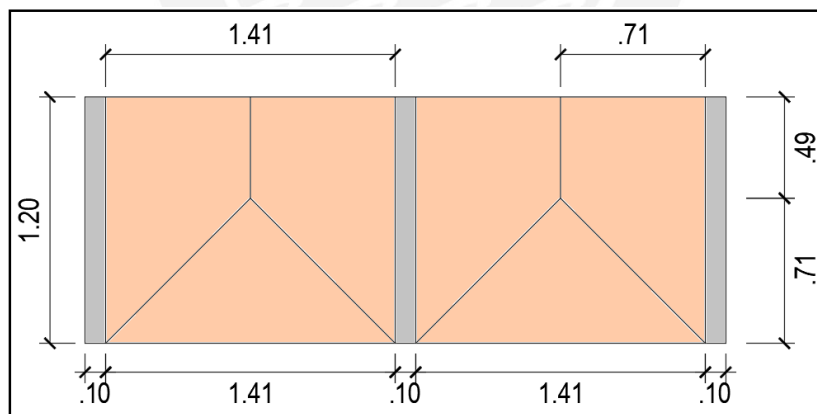


Figura 83. Caso aplicado

Los lados "a" y "b" de cada paño son lo que se muestran a continuación, necesarios para poder obtener el valor de "m" el cual se obtiene de la tabla N°19 de la norma E.030 (2003). De igual manera, se obtiene el valor de la carga "W" con las fórmulas ya anteriormente mencionada.

| | | |
|----------|-------|--------------------|
| Z | 0.45 | |
| U | 1 | |
| C | 1.3 | |
| γ | 1.4 | ton/m ³ |
| t | 0.15 | m |
| W | 0.098 | ton/m ² |

| TABLA 12 VALORES DEL COEFICIENTE DE MOMENTOS "m" y DIMENSION CRITICA "a" | | | | | | | | |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|
| CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS a = Menor dimensión | | | | | | | | |
| b/a = 1,0 | 1,2 | 1,4 | 1,6 | 1,8 | 2,0 | 3,0 | ∞ | |
| m = 0,0479 | 0,0627 | 0,0755 | 0,0862 | 0,0948 | 0,1017 | 0,118 | 0,125 | |
| CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS a = Longitud del borde libre | | | | | | | | |
| b/a = 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 | 1,5 | 2,0 | ∞ |
| m = 0,060 | 0,074 | 0,087 | 0,097 | 0,106 | 0,112 | 0,128 | 0,132 | 0,133 |
| CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES a = Altura del muro m = 0,125 | | | | | | | | |
| CASO 4. MURO EN VOLADIZO a = Altura del muro m = 0,5 | | | | | | | | |

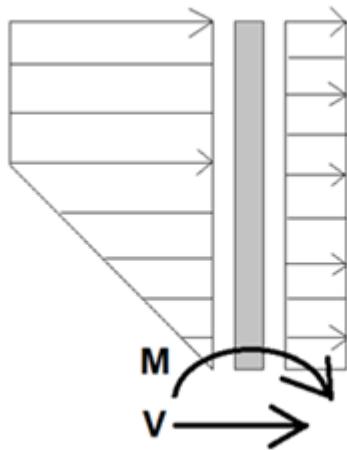
Figura 84. Coeficientes "m" y "a"

| | | |
|------------|-------|---------|
| a | 1.51 | m |
| b | 1.2 | m |
| b/a | 0.79 | |
| m | 0.097 | ← tabla |

Y calculando el momento y el esfuerzo se observa que el valor de "fm" es menor a 1.5 kg/cm² el cual es el esfuerzo admisible por flexión de la albañilería.

| | | |
|-----------|-------|--------------------|
| Ms | 21.74 | kg-cm/cm |
| fm | 0.58 | kg/cm ² |
| | OK | |

Finalmente, se encuentran los valores que reciben las columnatas y éstas se diseñan a flexión según los requerimientos de la Norma E.060.



| | | |
|----------------------|-------|-------|
| W albañilería | 1.744 | kg/cm |
| W columneta | 0.211 | kg/cm |

| | | |
|-----------|-------|-------|
| Mu | 12615 | kg-cm |
| Vu | 173 | kg |

Figura 85. Representación de modelo

Por lo tanto, se empleará en todos los alfeizares de las ventanas de los distintos ambientes columnetas con dos varillas de 3/8'' y ganchos de alambres del #8 cada 20 cm. La albañilería deberá estar armada de manera "dentada" a la columneta para asegurar el amarre entre ambos elementos.

$$T = A_s \cdot f_y \quad | \quad C = 0.85 \cdot f'_c \cdot B \cdot a$$

$$T = C$$

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f'_c \cdot B \cdot a$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot B}$$

| | | |
|------------|-----------|--------------------|
| Ca | 2φ(3/8)'' | |
| As | 0.71 | cm ² |
| fy | 4200 | kg/cm ² |
| f'c | 210 | kg/cm ² |
| B | 10 | cm |
| a | 1.67 | cm |
| d | 10 | cm |
| Mr | 24596 | kg-cm |
| Vc | 653 | kg |

OK
OK

Figura 86. Armado de columneta

10.2.3 Muro de separación de ambiente

El diseño para un muro de tabiquería de separación de ambiente se diseña con otro concepto de análisis. En este caso en particular se decidió por colocar una solera en la parte superior del muro y con lo cual, la distribución de la carga transmitida por el muro se asemeja a la distribución de cargas de una losa en dos direcciones (Caso 1).

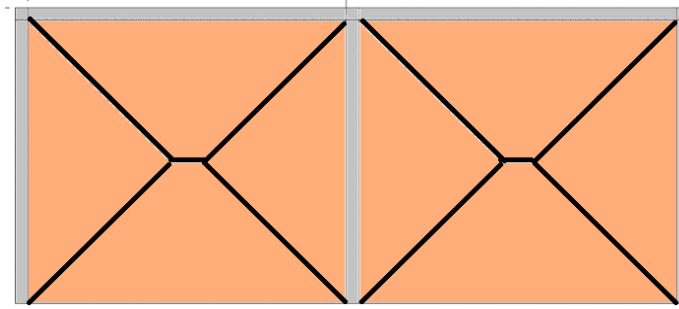


Figura 87. Caso aplicado

De igual manera que el caso anteriormente mencionado, se calcula la fuerza sísmica, el momento flector y se verifica el esfuerzo admisible.

| | | |
|----------|-------|--------|
| Z | 0.45 | |
| U | 1 | |
| C | 1.3 | |
| y | 1.4 | ton/m3 |
| t | 0.15 | m |
| W | 0.098 | ton/m2 |

| | | |
|------------|---------|---------|
| a | 2.4 | m |
| b | 2.55 | m |
| b/a | 1.06 | |
| m | 0.05234 | ← tabla |

| | | |
|-----------|-------|----------|
| Ms | 29.63 | kg-cm/cm |
| fm | 0.79 | kg/cm2 |
| | OK | |

Con lo cual se procede a obtener los valores de fuerzas respectivas que las soleras y las columnetas reciben. Calculando así sus diagramas de momento flector y de fuerzas cortantes para luego calcular la cantidad de varillas de acero requeridas. Para el caso de la solera, se propone una sección de 20 cm de peralte con una base que coincida con el espesor del muro. La cual tendrá 2 varillas de 1/4'' y estribos de 1/4'' separados el primero a 5 cm, 4 a 10 cm y el resto a 25cm.

Finalmente, para las columnetas se propone una sección de 20 cm de base con un peralte que coincida con el espesor del muro. La cual tendrá 4 varillas de 1/2'' y estribos de 1/4'' separados el primero a 5 cm, 4 a 10 cm y el resto a 25cm.

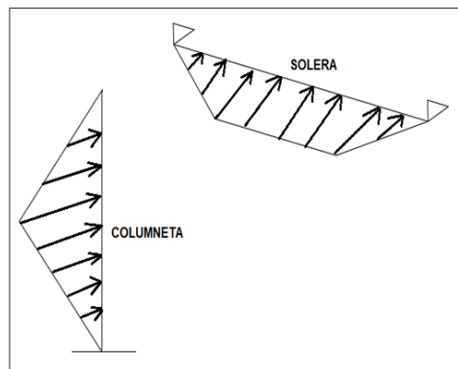


Figura 88. Modelo de columneta y solera

CAPITULO 11: DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras armadas longitudinalmente son aquellas que se encuentran apoyadas en los extremos y que llevan el acero principal a lo largo del eje de la escalera y perpendicularmente a las escaleras. Por su tipo de apoyos podrían considerarse simplemente apoyadas o doblemente empotradas, pero por condiciones de que no existe empotramiento perfecto se considerarán que las escaleras siempre serán simplemente apoyadas.

Diseño de la Escalera

Para el diseño debemos considerar las medidas del Contra paso (CP), del paso (P), del espesor de la losa (t) y de la altura promedio (hm).

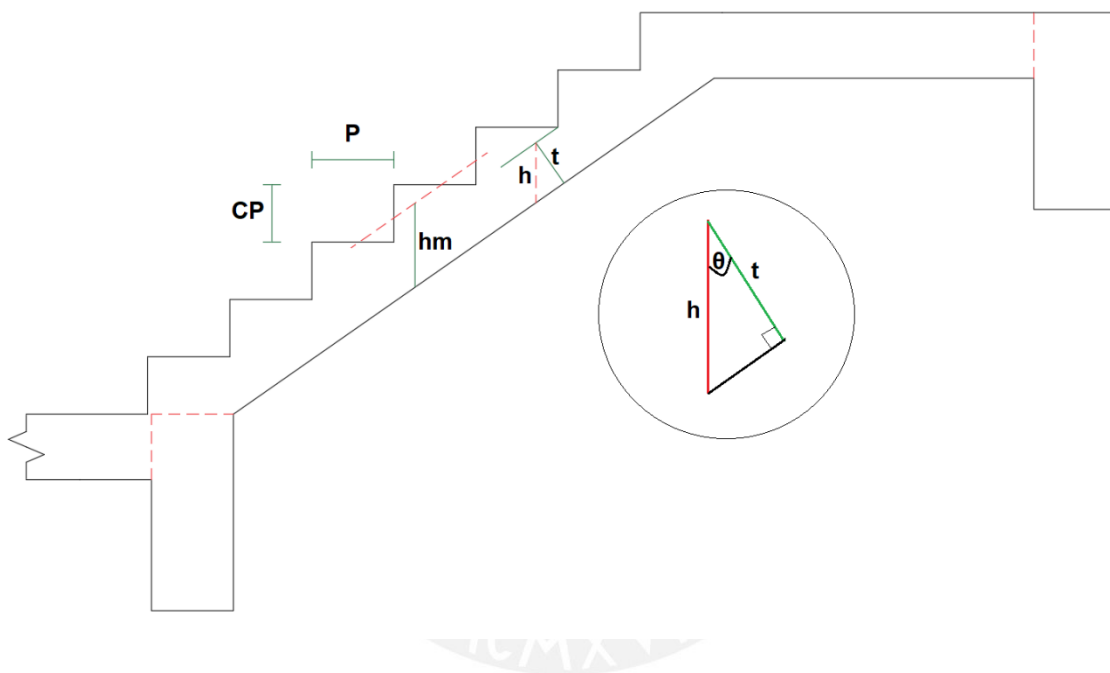


Figura 89. Nomenclatura de los elementos de la escalera

Como ya se mostró en el capítulo de predimensionamiento, tenemos que el espesor de la losa de la escalera "t" es de 15cm. Con lo cual lo que ahora procese es calcular "hm".

$$hm = h + \frac{CP}{2} = \frac{t}{\cos\theta} + \frac{CP}{2}$$

Donde:

$$\cos\theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}}$$

Con lo cual se tiene:

| | |
|----------------|------|
| P (cm) | 25 |
| CP (cm) | 17.5 |
| t (cm) | 15 |

| | |
|---------------------------------|-------|
| cos(θ) | 0.82 |
| hm (cm) | 27.06 |

Se conoce que la escalera tiene un ancho de 1.25m y que se considerará que los acabados tendrán un peso de 100kg/cm² aproximadamente, con lo cual se calculan las cargas que soporta la escalera.

Para la carga muerta:

- $\text{Peso propio} = (\text{Ancho de la escalera}) * (\text{hm}) * (\text{Densidad del concreto})$

| | |
|-------------------------------------|------|
| Ancho (m) | 1.25 |
| Densidad (ton/m³) | 2.40 |
| hm (m) | 0.27 |

| | |
|---------------------|------|
| W pp (ton/m) | 0.81 |
|---------------------|------|

- $\text{Peso de los acabados} = (\text{Ancho de la escalera}) * (\text{Peso por metro cuadrado})$

| | |
|--|------|
| Ancho (m) | 1.25 |
| Peso Acabados (ton/m²) | 0.10 |

| | |
|----------------------|------|
| W acb (ton/m) | 0.13 |
|----------------------|------|

Para la carga viva:

- $\text{Peso por carga viva} = (\text{sobre carga}) * (\text{ancho de la escalera})$

| | |
|--------------------------------|------|
| S/C (ton/m²) | 0.25 |
| Ancho (m) | 1.25 |

| | |
|----------------------|------|
| W s/c (ton/m) | 0.31 |
|----------------------|------|

El cálculo de la carga última se calculará con la combinación de amplificar la carga muerta por 1.4 y la carga viva por 1.7.

| | |
|-------------------|------|
| Wm (ton/m) | 0.94 |
| Wv (ton/m) | 0.31 |

| | |
|-------------------|------|
| Wu (ton/m) | 1.84 |
|-------------------|------|

Se calcula de igual manera la carga distribuida última para el descanso, conociendo que este es una losa de 20cm.

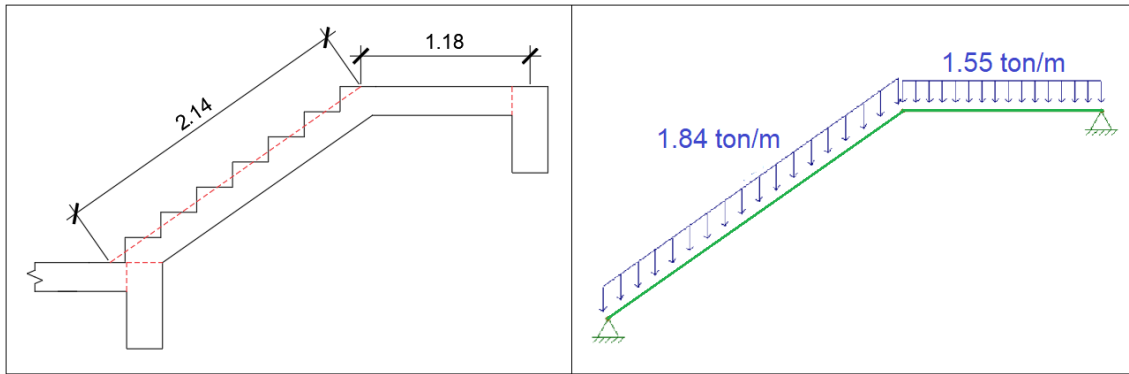


Figura 90. Modelo de diseño

Los diagramas obtenidos son los siguientes:

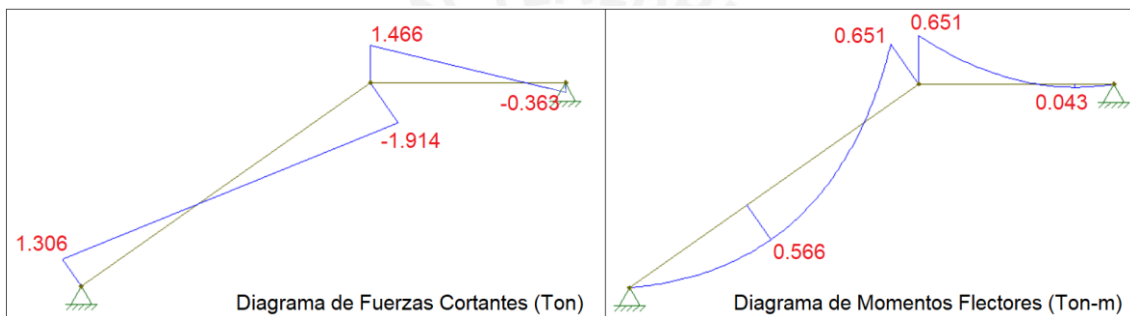


Figura 91. Diagramas de fuerza cortante y momento flector

Ahora se debe calcular el área del acero requerida para resistir las fuerzas anteriormente obtenidas. Se muestra a continuación la sección de la losa de la escalera a considerar:

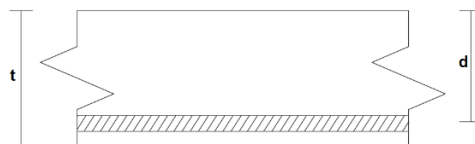


Figura 92. Sección de diseño

Para calcular el valor de "d" se restará al valor de "t" 2.5 centímetros aproximadamente, quedando un valor de peralte efectivo de 12.5 cm.

| | |
|--------------------|-------|
| Mu+ (ton/m) | 0.57 |
| d (cm) | 12.50 |

| | |
|--------------------|-------|
| Mu- (ton/m) | 0.65 |
| d (cm) | 12.50 |

Acero Requerido

| | |
|----------------------------|-------|
| As (cm²) | 1.006 |
|----------------------------|-------|

$$As(+) \text{ min} = 0.0018 * b * t$$

| | |
|-----------------|-------|
| As + min | 3.375 |
|-----------------|-------|

Acero Requerido

| | |
|----------------------------|-------|
| As (cm²) | 1.158 |
|----------------------------|-------|

$$As(-) \text{ min} = 0.0024 * b * d$$

| | |
|-----------------|-------|
| As - min | 3.750 |
|-----------------|-------|

Con lo cual se decide por armarla con ϕ 3/8" @ 20cm al igual que la losa maciza. Como acero transversal se colocará ϕ 3/8" @ 25cm.

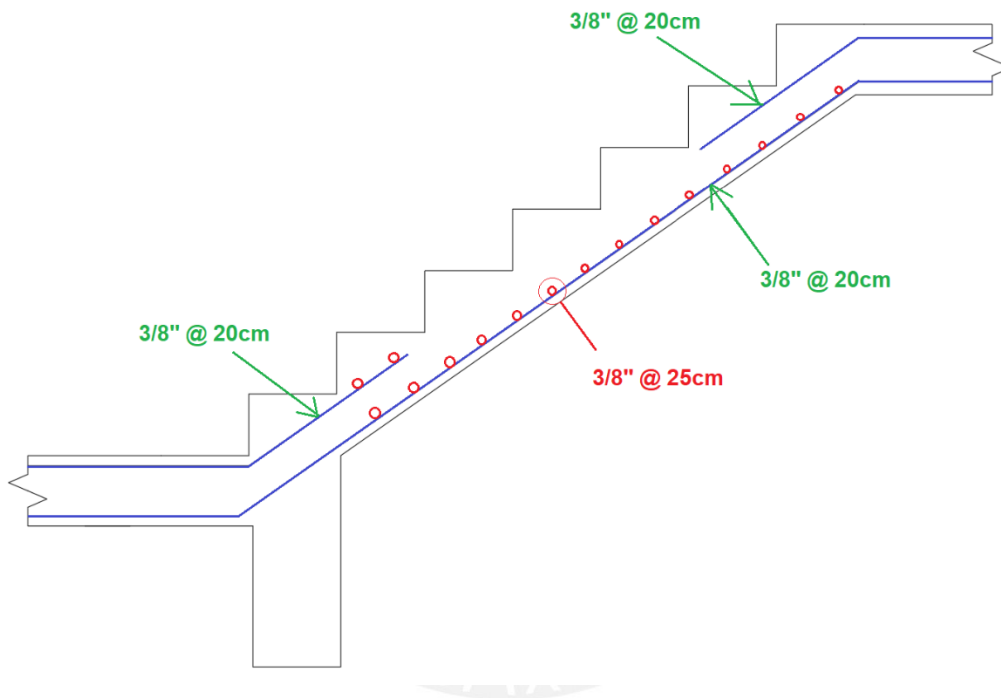


Figura 93. Armado de escalera

CAPÍTULO 12: METRADO DEL EDIFICIO

En el presente capítulo se metrarán los elementos estructurales del edificio para conocer las cantidades de concreto, acero y encofrado que se utilizarán en el desarrollo del proyecto.

12.1 Concreto

Para el metrado de concreto, se separaron los elementos y se clasificaron en vigas, columnas, losas aligeradas y macizas, placas y zapatas.

Para conocer el metrado de un elemento se tomará como ejemplo la columna 3.

| Elemento | Cantidad | Nro. Pisos | Area | Altura | Total m3 |
|---------------|----------|------------|------|--------|----------|
| Col 3 (40x60) | 2.00 | 7.00 | 0.24 | 2.40 | 8.06 |
| Col 3 (40x60) | 2.00 | 1.00 | 0.24 | 2.50 | 1.20 |

Tabla 41. Metrado de concreto de columna 3

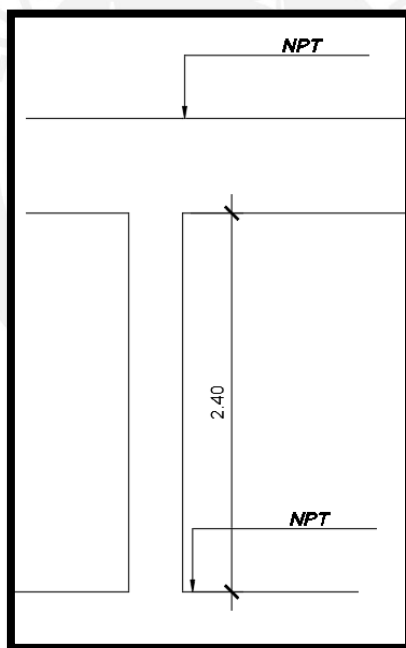


Figura 94. Columna típica

Para una viga, se siguió el siguiente procedimiento, se multiplica el área en planta por el peralte de la viga respectiva.

| Elemento | Cantidad | Nro. Pisos | Area | Altura | Total m3 |
|------------|----------|------------|------|--------|----------|
| Viga 1/D-E | 2.00 | 7.00 | 1.02 | 0.40 | 5.70 |
| Viga 1/D-E | 2.00 | 1.00 | 1.02 | 0.20 | 0.41 |

Tabla 42. Metrado de concreto en Viga

De la misma manera para las losas macizas y aligerados.

| Elemento | Cantidad | Nro. Pisos | Area | Altura | Total m3 |
|-----------|----------|------------|-------|--------|----------|
| Aligerado | 1.00 | 7.00 | 32.26 | 0.20 | 45.16 |
| Aligerado | 1.00 | 1.00 | 32.26 | 0.20 | 6.45 |
| Maciza | 1.00 | 7.00 | 17.80 | 0.20 | 24.92 |
| Maciza | 1.00 | 1.00 | 17.80 | 0.20 | 3.56 |

Tabla 43. Metrado de concreto en losa maciza y aligerado

Para placas y zapatas se realiza el mismo procedimiento.

| Elemento | Cantidad | Nro. Pisos | Area | Altura | Total m3 |
|----------|----------|------------|------|--------|----------|
| Placa 1 | 2.00 | 7.00 | 0.57 | 2.80 | 22.34 |
| Placa 1 | 2.00 | 1.00 | 0.57 | 2.80 | 3.19 |

Tabla 44. Metrado de concreto en Placa

| Elemento | Cantidad | Nro. Pisos | Area | Altura | Total m3 |
|----------|----------|------------|------|--------|----------|
| Z1 | 2.00 | 1.00 | 8.12 | 0.80 | 13.00 |

Tabla 45. Metrado de concreto en zapata

12.2 Acero

Para el metrado de acero, se metró en conjunto con el cuadro de columnas, ya que este contiene la información necesaria del armado de la columna por piso.

| NIVEL | C-1 | C-2 | C-3 | C-4 |
|---------|--|---|--|--|
| 1° PISO | .40x.50 4 ϕ 3/4"+6 ϕ 5/8" 2 \square ϕ 3/8" 1 \oplus .05,10 \oplus .10,Rto. \oplus .20 (I) | .40x.40 4 ϕ 3/4"+4 ϕ 5/8" \square ϕ 3/8" 1 \oplus .05,10 \oplus .10,Rto. \oplus .20 (II) | .40x.60 4 ϕ 3/4"+8 ϕ 5/8" 2 \square ϕ 3/8" 1 \oplus .05,10 \oplus .10,Rto. \oplus .15 (III) | .50x.50 12 ϕ 3/4" 3 \square ϕ 3/8" 1 \oplus .05,10 \oplus .10,Rto. \oplus .20 (IV) |

Tabla 46. Cuadro de columnas 1er piso

| | | | | |
|---------|---|---|---|--|
| 5° PISO | .40x.50 10ø5/8" 2 □ ø3/8" 1@.05, 10@.10, Rto. @.20 (I)* | .40x.40 8ø5/8" □ ø3/8" 1@.05, 10@.10, Rto. @.20 (II)* | .40x.60 12ø5/8" 2 □ ø3/8" 1@.05, 10@.10, Rto. @.15 (III)* | .50x.50 4ø3/4"+8ø5/8" 3 □ ø3/8" 1@.05, 10@.10, Rto. @.20 (IV)* |
|---------|---|---|---|--|

Tabla 47. Cuadro de columnas 5to piso

Con ambos, se calculó las varillas de acero necesarias para la columna tanto vertical como horizontal (estribos).

| | diametro | n columnas | cant | long | ml | densidad | peso kg |
|--------------|----------|------------|-------|-------|--------|----------|---------|
| Columna 3 | 3/4" | 2.00 | 4.00 | 14.00 | 112.00 | 2.10 | 235.31 |
| hasta 4 piso | 5/8" | 2.00 | 8.00 | 14.00 | 224.00 | 1.46 | 326.82 |
| Columna 3 | 5/8" | 2.00 | 12.00 | 12.40 | 297.60 | 1.46 | 434.20 |

Tabla 48. Cantidad de acero vertical columna 3

| #estribos | 1er estribo | 2do estribo | 3er estribo | Long total m | densidad | Peso kg |
|-----------|-------------|-------------|-------------|--------------|----------|---------|
| 23.00 | 1.30 | 2.00 | | 607.20 | 0.53 | 319.39 |
| 23.00 | 1.30 | 2.00 | | 607.20 | 0.53 | 319.39 |

Tabla 49. Cantidad de acero horizontal columna 3

Para vigas, se puede observar en el plano de vigas la cantidad de acero según el tipo de viga y la ubicación de la misma.

| | | Tramos | | | | | | | | | | | | | | | |
|------------|----------------|--------|----------|------|------|-------|------|------|-------|------|------|-------|------|------|------|------|---|
| | | 1 | | | 2 | | | 3 | | | 4 | | | 5 | | | |
| | | 1/2" | 5/8" | 3/4" | 1/2" | 5/8" | 3/4" | 1/2" | 5/8" | 3/4" | 1/2" | 5/8" | 3/4" | 1/2" | 5/8" | 3/4" | |
| Viga eje 1 | nro aceros | | 4 | | | | | | | | | | | | | | |
| | Acero corrido | | 0 | | | | | | | | | | | | | | |
| | nro aceros | | | 2 | | | 2 | | 2 | 2 | | 1 | | | | 1 | |
| | Acero negativo | | | 1.9 | | | 2.8 | | 1.6 | 1.6 | | 2.6 | | | | 1.9 | |
| | nro aceros | | 2 | | | 2 | | | 2 | 2 | | 1 | | | | 1 | |
| | Acero positivo | | 1.9 | | | 2.8 | | | 1.6 | 1.6 | | 2.6 | | | | 1.9 | |
| | Subtotal | 0 | 3.8 | 3.8 | 0 | 5.6 | 5.6 | 0 | 6.4 | 6.4 | 0 | 5.2 | 0 | 0 | 0 | 3.8 | 0 |
| | nro de pisos | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 |
| | Total | 0 | 26.6 | 26.6 | 0 | 39.2 | 39.2 | 0 | 44.8 | 44.8 | 0 | 36.4 | 0 | 0 | 0 | 26.6 | 0 |
| | | | ESTRIBOS | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 1 | | | 2 | | | 3 | | | 4 | | | 5 | | | |
| Viga eje 1 | Longitud tramo | 4.08 | | | 3.13 | | | 3.15 | | | 4.00 | | | | | | |
| | nro estribos | 2.00 | 24.00 | 6.00 | 2.00 | 24.00 | 2.00 | 2.00 | 24.00 | 2.00 | 2.00 | 24.00 | 6.00 | | | | |
| | Espaciamientos | 0.05 | 0.10 | 0.25 | 0.05 | 0.10 | 0.25 | 0.05 | 0.10 | 0.25 | 0.05 | 0.10 | 0.25 | | | | |
| | Long. | 0.10 | 2.40 | 1.50 | 0.10 | 2.40 | 0.50 | 0.10 | 2.40 | 0.50 | 0.10 | 2.40 | 1.50 | | | | |

Tabla 50. Plantilla de metrado de acero para Viga

De esta manera se obtienen los aceros de refuerzo por tramo de viga, para luego sumarlos y obtener el peso total.

Para placas se sigue el mismo procedimiento que el de columnas.

| Solo vertical | φ | n col. | cant | long | ml | densidad | peso kg | #estribos | Veces | 1er estribo | 2do estribo | 3er estribo | Long total | densidad | Peso |
|----------------|------|--------|-------|-------|--------|----------|---------|-----------|-------|-------------|-------------|-------------|------------|----------|--------|
| Placa PL-1 | 3/4" | 2.00 | 12.00 | 14.00 | 336.00 | 2.10 | 705.94 | 12.00 | 3.00 | 1.20 | | | 691.20 | 0.53 | 363.57 |
| hasta 4to piso | 1/2" | 2.00 | 10.00 | 26.40 | 528.00 | 0.93 | 493.15 | | | | | | | | |
| Placa PL-1 | 5/8" | 2.00 | 12.00 | 12.40 | 297.60 | 1.46 | 434.20 | | | | | | | | |
| Piso 5-8 | | | | | | | | | | | | | | | |

Tabla 51. Metrado de acero en Placa (vertical)

| Acero Horizontal | φ | n col. | cant | veces | long | ml | densidad | peso kg |
|------------------|------|--------|------|-------|------|-------|----------|---------|
| Placa PL-1 | 1/2" | 2 | 12 | 2 | 1.4 | 268.8 | 0.934 | 251.06 |
| hasta el techo | 1/2" | 2 | 12 | 2 | 1.2 | 230.4 | 0.934 | 215.19 |

Tabla 52. Metrado de acero en Placa (horizontal)

Para zapatas, se realiza la contabilización de las varillas de aceros según el espaciamiento de diseño. Luego, se procede a calcular el peso total.

| Elemento | largo | nro acero | L. acero | total long. | φ | Densidad | Peso | Numero de zapatas | Peso total |
|----------|-------|-----------|----------|-------------|-----|----------|-------|-------------------|------------|
| Z1 | 2.85 | 16 | 2.85 | 2.69 | 3/4 | 2.101 | 90.43 | 2 | 180.85 |
| Z1 | 2.85 | 16 | 2.85 | 2.69 | 3/4 | 2.101 | 90.43 | 2 | 180.85 |

Tabla 53. Metrado de acero en Zapata

Para losas macizas se calcula según la malla de diseño, mientras que para aligerados se calcula la cantidad de viguetas y según el numero obtenido se calcula el acero colocado.

| Aligerado | Elemento | largo | nro vigu. | veces | L. acero | total long. | φ | Densidad | Peso | hay dos al | Peso total |
|-------------|----------------------|-------|-----------|-------|----------|-------------|-----|----------|----------|------------|------------|
| Eje A-E/1-2 | Acero positivo | 5.75 | 14 | 1 | 19.65 | 20.37 | 1/2 | 0.934 | 1,864.51 | 2 | 3,729.01 |
| | Baston positivo | 2.2 | 5 | 1 | 3.15 | 3.15 | 3/8 | 0.526 | 57.99 | 2 | 115.98 |
| | Baston negativo | 5.75 | 14 | 2 | 1 | 1.36 | 3/8 | 0.526 | 140.21 | 2 | 280.42 |
| | Bastones intermedios | 5.75 | 14 | 2 | 2.4 | 2.65 | 5/8 | 1.459 | 757.80 | 2 | 1,515.61 |
| | Bastones intermedios | 5.75 | 14 | 1 | 2.4 | 2.65 | 1/2 | 0.934 | 242.56 | 2 | 485.12 |

Tabla 54. Metrado de acero en Losa Aligerada

| | Elemento | largo | nro vigu. | veces | L. acero | total long. | φ | Densidad | Peso | numero de losas | Peso total |
|-------------|----------------------|-------|-----------|-------|----------|-------------|-----|----------|-------|-----------------|------------|
| Losa Maciza | Malla inferior | 2.08 | 5 | 1 | 4.05 | 4.77 | 3/8 | 0.526 | 12.55 | 2 | 25.09 |
| | Malla inferior | 2.1 | 5 | 1 | 7.8 | 8.52 | 3/8 | 0.526 | 22.41 | 1 | 22.41 |
| | Malla inferior | 1.7 | 4 | 1 | 7.8 | 8.52 | 3/8 | 0.526 | 17.93 | 1 | 17.93 |
| | Bastones intermedios | 2.08 | 5 | 1 | 1.2 | 1.45 | 3/8 | 0.526 | 3.81 | 2 | 7.63 |
| | Bastones intermedios | 2.1 | 5 | 1 | 1.2 | 1.45 | 3/8 | 0.526 | 3.81 | 1 | 3.81 |
| | Baston negativo | 2.08 | 5 | 2 | 0.6 | 0.96 | 3/8 | 0.526 | 5.05 | 2 | 10.10 |
| | Baston negativo | 2.1 | 5 | 2 | 2.95 | 3.31 | 3/8 | 0.526 | 17.41 | 1 | 17.41 |

Tabla 55. Metrado de acero en Losa Maciza

12.3 Encofrado

Para el encofrado, se calculó el perímetro de la columna y conociendo la altura de la misma, se multiplicó para obtener el área superficial.

| Elemento | Cantidad | Nro. Pisos | Perímetro m | Altura m | Total m2 |
|---------------|----------|------------|-------------|----------|----------|
| Col 3 (40x60) | 2.00 | 7.00 | 2.00 | 2.40 | 67.20 |
| Col 3 (40x60) | 2.00 | 1.00 | 2.00 | 2.50 | 10.00 |

Tabla 56. Encofrado columna 3

Para encofrados, se sigue el procedimiento del perímetro para vigas, zapatas y placas, mientras que para losas se toma el área en planta.

| Elemento | Cantidad | Nro. Pisos | Perimetro m | Altura m | Total m2 |
|------------|----------|------------|-------------|----------|----------|
| Viga 1/D-E | 2.00 | 7.00 | 1.25 | 4.07 | 71.23 |
| Viga 1/D-E | 2.00 | 1.00 | 1.25 | 4.07 | 10.18 |
| Aligerado | 1.00 | 7.00 | 368.66 | 1.00 | 2580.59 |
| Aligerado | 1.00 | 1.00 | 368.66 | 1.00 | 368.66 |
| Maciza | 1.00 | 7.00 | 17.80 | 1.00 | 124.59 |
| Maciza | 1.00 | 1.00 | 17.80 | 1.00 | 17.80 |
| Placa 1 | 2.00 | 7.00 | 4.40 | 2.80 | 172.48 |
| Placa 1 | 2.00 | 1.00 | 4.40 | 2.80 | 24.64 |
| Z1 | 2.00 | 1.00 | 11.40 | 0.80 | 18.24 |

Tabla 57. Plantilla de encofrado

Se obtuvo el total de metros para el edificio.

| Partidas | Totales | |
|-----------|-----------|----|
| Concreto | 638.71 | m3 |
| Acero | 65,033.40 | kg |
| Encofrado | 7,261.23 | m2 |

Tabla 58. Metrados totales

Se separaron los resultados por elemento .

| Concreto | |
|----------------------|----------|
| Elemento | Total m3 |
| Zapatas | 136.46 |
| Vigas de cimentacion | 6.48 |
| Columnas | 40.53 |
| Placas | 255.02 |
| Vigas | 120.12 |
| Aligerado | 51.61 |
| Maciza | 28.48 |

Tabla 59. Metrado de concreto por elemento

| Acero | |
|----------------------|-----------|
| Elemento | Total kg |
| Zapatas | 4,048.52 |
| Vigas de cimentacion | 352.47 |
| Columnas | 7,304.98 |
| Placas | 23,594.08 |
| Vigas | 18,504.95 |
| Aligerado | 10,281.98 |
| Maciza | 946.42 |

Tabla 60. Metrado de acero por elemento

| Encofrado | |
|----------------------|----------|
| Elemento | Total m2 |
| Zapatas | 240.60 |
| Vigas de cimentacion | 43.57 |
| Columnas | 355.12 |
| Placas | 2,047.39 |
| Vigas | 1,482.92 |
| Aligerado | 2,949.24 |
| Maciza | 142.39 |

Tabla 61. Metrado de encofrado por elemento

En la edificación, se tiene un total de 3179.36 metros cuadrados, con los cuales se calculan las ratios correspondientes a cada partida.

| Partida | Ratio | Und. |
|-----------|-------|-------|
| Concreto | 0.20 | m3/m2 |
| Acero | 20.45 | kg/m2 |
| Encofrado | 2.28 | m2/m2 |

Tabla 62. Ratios del edificio

CAPITULO 13: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

13.1 Comentarios

Estructuración y Predimensionamiento

- La arquitectura de este proyecto se basó en un proyecto real y se modificó algunos parámetros para que pueda ser analizado y diseñado como un ejercicio académico en condiciones reales.
- La estructuración se planteó de manera que fuese lo más simétrica posible con el objetivo de evitar las irregularidades de torsión en planta y de la misma manera poder disminuir los desplazamientos laterales.
- Se utilizaron los criterios sugeridos por el ingeniero Antonio Blanco, dándonos secciones adecuadas para las cuantías de acero requeridas.

Metrados de cargas y análisis de cargas verticales

- Al comparar el metrado obtenido por el programa ETABS y el realizado manualmente, se obtuvo algunas pequeñas diferencias (alrededor de 2%) en el resultado del metrado obtenido. Esto se debió a que en el programa se modeló el peso de los tabiques como una carga distribuida en todo el piso.

Análisis Sísmico

- Como ya se comentó anteriormente, los periodos fundamentales tienen los valores de 0.649 segundos en dirección "X" y de 0.589 segundos en dirección "Y", lo cual es congruente con la estructuración escogida, ya que con la densidad de los muros de corte se evita que la edificación sea muy flexible.
- Se cumplieron con todos los requisitos de la Norma E.030 por lo cual se espera que el edificio tenga un buen funcionamiento ante eventos sísmicos.

Diseño Estructural

- Para simplificar el proceso constructivo y la presentación de resultados, se homogeneizó el diseño de viguetas para ciertas zonas de manera que se cumpla con el requerimiento de acero.
- En la mayoría de columnas, el 1% de cuantía cumplía con las solicitaciones del edificio.
- En el diseño de las placas se observó que, en la gran mayoría de los casos, no fue necesario el uso de núcleos confinados en los extremos según las indicaciones de la norma; sin embargo, se optó por igual considerarlos en el diseño puesto que de dicha forma se asegura un buen comportamiento ante las fuerzas de compresión y tracción en su misma dirección, y un buen comportamiento ante el pandeo para fuerzas transversales a sus planos.

13.2 Conclusiones

- La estructura tuvo un adecuado comportamiento ante las solicitaciones que se le presentaron como se esperaba según las normativas utilizadas antes mencionadas.
- Si bien el periodo de la estructura es 0.649 en dirección "X", este pudo ser menor, rigidizando de mayor manera la estructura alterando algunas dimensiones de los muros estructurales.
- La zapata central de la estructura posee una forma alargada, ya que si se consideraban zapatas aisladas, estas iban a estar muy pegadas unas con otras, posiblemente afectando la capacidad portante del suelo.
- Por la distribución que se utilizó, el edificio no presentó irregularidad en planta ni en altura.
- El metrado calculado de todos los elementos en encofrado es menor (aprox. 18%) en comparación con otros proyectos similares debido a la distribución de los elementos y de las secciones de los elementos.
- Las dimensiones de los alfeizares y muros de separación de ambiente en los departamentos no presentan problemas en el diseño, ya que cuentan con columnetas y vigas soleras.
- No se presentó problemas al momento del diseño de la escalera según lo predimensionado anteriormente.

BIBLIOGRAFÍA

Blanco, A. (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.

Higashi, J. (2017). Apuntes del curso Concreto Armado 2. Lima, Perú.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). NTE. E.020 Cargas. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). NTE E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). NTE E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). NTE E.050 Suelos y Cimentaciones. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). NTE E.070 Albañilería. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Muñoz, A. (2003). Ingeniería Sismorresistente. Lima, Perú: PUCP.

Ottazzi, G. (2016). Apuntes del curso Concreto Armado I (Decimoquinta ed.). Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.

Luna, P. (2019). Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil: Diseño estructural de un edificio de concreto armado multifamiliar de seis pisos sin sótanos. Lima, Perú: Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

San Bartolomé, Á. (2018). Diseño y Construcción de Estructuras Sismorresistentes de Albañilería (Segunda ed.). Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.

Mc Cormac, J. C., & Brown, R. H. (2011). Diseño de Concreto Reforzado. México D.F., México: Alfaomega.

Harmsen, T. (2002). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.

American Concrete Institute. (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14). Farmington Hills, Michigan, United States of America: ACI.

Park, R., & Paulay, T. (1988). Estructuras de Concreto Reforzado. México D.F.: Editorial Limusa

