

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**“DISEÑO DE LA BIBLIOTECA AVEIRO PARA LAS CONDICIONES
LOCALES DE LA CIUDAD DE LIMA”**

Tesis para optar el título profesional de **Ingeniero Civil**

AUTOR

Mauricio Asisclo Hidalgo Diaz

ASESOR

Mag. Ing. Christian Asmat Garaycochea

Lima, Diciembre, 2020

RESUMEN

En la presente tesis, se desarrolla el análisis estructural sísmoresistente y el posterior diseño estructural de los elementos que componen la Biblioteca Aveiro, la cual es una edificación existente ubicada en la ciudad de Aveiro, Portugal. Se trata de una edificación de forma irregular que cuenta con cuatro plantas, con una altura de 4.5 m para la primera planta, y de 4m para las tres siguientes, destinadas al uso de salas de estudio, oficinas, zonas de almacenaje, auditorio, entre otros. La biblioteca fue diseñada con estructuras de acero y concreto, de acuerdo con las condiciones sísmicas y geológicas propias de la zona. En consecuencia, el objetivo principal de la presente tesis es realizar el diseño estructural de la biblioteca para las condiciones geológicas y sísmicas que presenta la ciudad de Lima. Para ello se dispone de la distribución arquitectónica de la biblioteca, la cual sirve de guía para realizar la estructuración y el dimensionamiento estructural del edificio. Se realiza la estructuración en base al uso de losas aligeradas en una dirección, losas macizas en dos direcciones, columnas, vigas y muros de concreto armado. Se considera también un sistema sísmoresistente de muros de concreto armado para ambas direcciones de análisis. Para el diseño estructural se considera el uso de concreto con $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, y de acero de refuerzo grado 60 con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Para que el diseño de la presente edificación cumpla con todos los requerimientos, se hará uso de las normas que componen el Reglamento Nacional de Edificaciones.

ÍNDICE

Capítulo 1: Generalidades	1
1.1 Descripción del proyecto	2
1.2 Normativa aplicable	2
1.3 Materiales a usar	2
1.4 Definición de cargas	3
1.4.1 Carga muerta	3
1.4.2 Carga viva	3
1.5 Definición de carga sísmica	3
1.5.1 Zonificación	3
1.5.2 Parámetros de sitio	5
1.5.3 Factor de uso	5
1.5.4 Factor de amplificación sísmica	6
1.5.5 Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas	6
1.5.6 Factores de irregularidad	7
1.5.7 Análisis de irregularidades	9
1.5.8 Aceleración espectral	11
Capítulo 2: Estructuración y predimensionamiento	13
2.1. Estructuración	13
2.2. Predimensionamiento	17
2.2.1. Losas aligeradas	17
2.2.2. Losas macizas	18
2.2.3. Vigas de concreto armado	18
2.2.4. Columnas y muros de concreto armado	19
Capítulo 3: Análisis sísmico	25
3.1. Modelo del edificio	25
3.2. Análisis dinámico modal espectral	26
3.2.1. Estructuración inicial	26
3.2.2. Estructuración final	31
3.3. Análisis estático	39
3.4. Factor de escala	40
3.5. Desplazamiento máximo y junta sísmica	40
Capítulo 4: Diseño de elementos	42
4.1. Diseño de losas aligeradas	42
4.1.1. Fuerzas internas	43
4.1.2. Acero máximo y mínimo	44
4.1.3. Diseño por flexión	45
4.1.4. Diseño por corte	46
4.1.5. Control de fisuraciones	46
4.1.6. Acero por temperatura	48
4.1.7. Armado de losa aligerada	49
4.2. Diseño de losas macizas	49
4.2.1. Fuerzas internas	50
4.2.2. Acero máximo y mínimo	51
4.2.3. Diseño por flexión	52

4.2.4. Diseño por corte	52
4.2.5. Control de deflexiones	53
4.2.6. Armado de losa maciza	56
4.3. Diseño de vigas	56
4.3.1. Fuerzas internas	57
4.3.2. Acero máximo y mínimo	59
4.3.3. Diseño por flexión	60
4.3.4. Diseño por corte	61
4.3.5. Control de deflexiones	64
4.3.6. Control de fisuraciones	66
4.3.7. Armado de viga	67
4.4. Diseño de columnas	68
4.4.1. Fuerzas internas	68
4.4.2. Diseño por flexocompresión	69
4.4.3. Diseño por corte	71
4.4.4. Armado de columna	75
4.5. Diseño de muros	75
4.5.1. Fuerzas internas	76
4.5.2. Elementos de borde	77
4.5.3. Diseño por flexocompresión	78
4.5.4. Refuerzo horizontal en núcleos confinados	79
4.5.5. Diseño por corte	80
4.5.6. Armado de muro	82
4.6. Diseño de escaleras	82
4.6.1. Fuerzas internas	83
4.6.2. Diseño por flexión	85
4.6.3. Diseño por corte	85
4.6.4. Armado de escalera	86
Capítulo 5: Conclusiones y recomendaciones	87
Bibliografía	90
Anexos	

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Factores de zona "Z".....	4
Tabla 2. Factores amplificación del suelo "S".....	5
Tabla 3. Periodos de perfiles de suelo.....	5
Tabla 4. Factor de uso "U" de acuerdo con el tipo de edificación.....	6
Tabla 5. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas.....	7
Tabla 6. Resumen de factores de irregularidad. Adaptado de Norma Técnica E.030.....	8
Tabla 7. Porcentaje del área de las aberturas, irregularidad por discontinuidad del diafragma. Fuente propia.....	10
Tabla 8. Resumen del análisis previo de irregularidades. Fuente propia.....	11
Tabla 9. Valores iniciales de los factores de irregularidad y reducción de fuerzas sísmicas. Fuente propia.....	11
Tabla 10. Predimensionamiento de losas aligeradas. Fuente propia.....	17
Tabla 11. Predimensionamiento de losas macizas. Fuente propia.....	18
Tabla 12. Predimensionamiento de vigas. Fuente propia.....	19
Tabla 13. Tipos de vigas consideradas. Fuente propia.....	19
Tabla 14. Predimensionamiento de columnas. Fuente propia.....	20
Tabla 15. Tipos de columnas consideradas. Fuente propia.....	21
Tabla 16. Predimensionamiento de placas. Fuente propia.....	21
Tabla 17. Modos fundamentales de vibración del modelo inicial. Fuente propia.....	26
Tabla 18. Derivas permisibles del modelo inicial. Fuente propia.....	28
Tabla 19. Análisis en X de irregularidad torsional del modelo inicial. Fuente propia.....	29
Tabla 20. Análisis en Y de irregularidad torsional del modelo inicial. Fuente propia.....	30
Tabla 21. Modos fundamentales de vibración del modelo final. Fuente propia.....	33
Tabla 22. Derivas permisibles del modelo final. Fuente propia.....	35
Tabla 23. Análisis en X de irregularidad torsional del modelo final. Fuente propia.....	35
Tabla 24. Análisis en Y de irregularidad torsional del modelo final. Fuente propia.....	36
Tabla 25. Análisis en Y de irregularidad torsional del modelo final. Fuente propia.....	36
Tabla 26. Análisis de irregularidad por rigidez del modelo final. Fuente propia.....	37
Tabla 27. Verificación del sistema estructural sismoresistente del modelo final. Fuente propia.....	38
Tabla 28. Parámetros sísmicos del modelo final. Fuente propia.....	38
Tabla 29. Análisis estático del modelo final. Fuente propia.....	39
Tabla 30. Factores de escala análisis estático-dinámico. Fuente propia.....	40
Tabla 31. Diseño por flexión de losa aligerada. Fuente propia.....	46
Tabla 32. Control de fisuraciones en losa aligerada. Fuente propia.....	48
Tabla 33. Diseño por flexión de losa maciza en la dirección X. Fuente propia.....	52
Tabla 34. Diseño por flexión de losa maciza en la dirección Y. Fuente propia.....	52
Tabla 35. Propiedades de la sección transformada agrietada de la losa maciza en el sentido de análisis Y. Fuente propia.....	54
Tabla 36. Diseño por flexión para momentos negativos de viga. Fuente propia.....	60
Tabla 37. Diseño por flexión para momentos positivos de viga. Fuente propia.....	60
Tabla 38. Propiedades de la sección transformada agrietada del tramo 2-3 de la viga a diseñar. Fuente propia.....	64
Tabla 39. Control de fisuraciones en tramo 2-3 de viga. Fuente propia.....	66

Tabla 40. Fuerzas internas de diseño para columna. Fuente propia.	68
Tabla 41. Fuerzas ultimas de diseño para columna. Fuente propia.	69
Tabla 42. Fuerzas cortantes ultimas de diseño de acuerdo con el inciso a) de la Norma Técnica E.060. Fuente propia.	72
Tabla 43. Fuerzas cortantes ultimas de diseño de acuerdo con el inciso b) de la Norma Técnica E.060. Fuente propia.	72
Tabla 44. Fuerzas internas de diseño para muro. Fuente propia.	76
Tabla 45. Fuerzas ultimas de diseño para muro. Fuente propia.	77
Tabla 46. Diseño por flexión de escalera. Fuente propia.	85



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Distribución espacial de la Biblioteca Aveiro. Fuente propia	1
Figura 2: Zonificación sísmica.....	4
Figura 3: Análisis de irregularidad por geometría vertical y por esquinas entrantes - planta del primer nivel. Fuente propia.....	9
Figura 4: Aceleración espectral inicial en el eje X. Fuente propia.....	12
Figura 5: Aceleración espectral inicial en el eje Y. Fuente propia.....	12
Figura 6: Distribución arquitectónica de la Biblioteca Aveiro. Fuente propia.....	15
Figura 7: Distribución estructural de la Biblioteca Aveiro. Fuente propia.....	16
Figura 8: Predimensionamiento de planta del primer nivel. Fuente propia.....	22
Figura 9: Predimensionamiento de planta del segundo nivel. Fuente propia.....	22
Figura 10: Predimensionamiento de planta del tercer nivel. Fuente propia.....	23
Figura 11: Predimensionamiento de planta del cuarto nivel. Fuente propia.....	23
Figura 12: Modelo estructural inicial de la biblioteca. Fuente propia.....	25
Figura 13: Modo fundamental de vibración 1.....	27
Figura 14: Modo fundamental de vibración 2.....	27
Figura 15: Modo fundamental de vibración 3.....	28
Figura 16: Distribución de nuevas placas en los ejes A, C y D. Fuente propia.....	31
Figura 17: Distribución de nuevas placas en los ejes N y O. Fuente propia.....	32
Figura 18: Aumento de longitud de placas en los ejes 1 y 6. Fuente propia.....	32
Figura 19: Modo fundamental de vibración en el eje X del modelo final. Fuente propia.....	34
Figura 20: Modo fundamental de vibración en el eje Y del modelo final. Fuente propia.....	34
Figura 21: Losa aligerada a diseñar. Fuente propia.....	42
Figura 22: Diagrama de momentos flectores bajo cargas ultimas para losa aligerada. Fuente propia.....	43
Figura 23: Diagrama de fuerzas cortantes bajo cargas ultimas para losa aligerada. Fuente propia.....	44
Figura 24: Esquema de cálculo de acero balanceado. Adaptado de “Apuntes del curso de Concreto Armado 1”	45
Figura 25: Área efectiva del concreto en tracción. Adaptado de “Apuntes del curso de Concreto Armado 1”	47
Figura 26: Diagrama de momentos flectores bajo cargas de servicio para losa aligerada. Fuente propia.....	48
Figura 27: Armado de refuerzo para losa aligerada. Fuente propia.....	49
Figura 28: Paño de losa maciza a diseñar. Fuente propia.....	50
Figura 29: Momentos últimos sobre losa maciza a diseñar. Fuente propia.....	51
Figura 30: Sección transformada agrietada. Adaptado de “Apuntes del curso de Concreto Armado 1”.....	54
Figura 31: Armado de refuerzo para losa maciza. Fuente propia.....	56
Figura 32: Viga a diseñar. Fuente propia.....	57
Figura 33: Diagrama de momentos flectores de envolvente de cargas de la viga a diseñar. Fuente propia.....	58
Figura 34: Diagrama de fuerzas cortantes de envolvente de cargas con un factor de 2.5 para cargas de sismo de la viga a diseñar. Fuente propia.....	58

Figura 35. Diagrama de momentos flectores debido a carga muerta de la viga a diseñar. Fuente propia.	59
Figura 36. Diagrama de momentos flectores debido a carga muerta de la viga a diseñar. Fuente propia.	59
Figura 37. Fuerza cortante de diseño para vigas.....	61
Figura 38. Armado de refuerzo para viga. Fuente propia.	67
Figura 39. Columna a diseñar. Fuente propia.	68
Figura 40. Distribución preliminar de acero de refuerzo en columna a diseñar. Fuente propia.	69
Figura 41. Diagrama de interacción de la columna C-02 en el sentido de análisis X. Fuente propia.	70
Figura 42. Diagrama de interacción de la columna C-02 en el sentido de análisis Y. Fuente propia.	70
Figura 43. Fuerza cortante de diseño para columnas.....	71
Figura 44. Armado de refuerzo para columna. Fuente propia.	75
Figura 45. Muro a diseñar. Fuente propia.....	76
Figura 46. Medidas para elementos de borde en muros. Fuente propia.	77
Figura 47. Distribución preliminar de acero de refuerzo en columna a diseñar. Fuente propia.	78
Figura 48. Diagrama de interacción del muro M-01. Fuente propia.	78
Figura 49. Armado de refuerzo para muro. Fuente propia.	82
Figura 50. Escalera a diseñar. Fuente propia.	83
Figura 51. Modelo estructural de escalera. Fuente propia.	84
Figura 52. Diagrama de momentos flectores de escalera. Fuente propia.	84
Figura 53. Diagrama fuerzas cortantes de escalera. Fuente propia.	85
Figura 54. Armado de refuerzo de escalera. Fuente propia.	86

CAPITULO 1: GENERALIDADES

1.1. Descripción del proyecto

La biblioteca estará ubicada en la ciudad de Lima, será diseñada de acuerdo con las características propias del suelo y las condiciones sísmicas de la zona. La edificación será diseñada para un sistema sismoresistente de muros de concreto armado, teniendo como guía los planos arquitectónicos.

La edificación consta de cuatro pisos y se divide en tres grandes volúmenes (ver figura 1). Un primer volumen central en el que se alojan oficinas administrativas y almacenes en el primer nivel, mientras que los pisos superiores están destinados al uso de salones de lectura y mostradores. A los lados se encuentran los otros dos volúmenes, destinados para oficinas administrativas y servicios en todos sus niveles. Adicionalmente se tiene dos estructuras de un piso conectadas a la biblioteca en el primer nivel, una de ella destinada a oficinas y la otra como salón de conferencias. Las estructuras acopladas pueden presentar problemas de torsión y de desplazamientos excesivos, debido a que ambas estructuras presentan comportamientos distintos frente a sollicitaciones sísmicas. La estructura también cuenta con una fachada con forma sinusoidal, a partir del segundo nivel en el bloque central, la cual se sostiene y conecta con la estructura principal mediante vigas en voladizo.

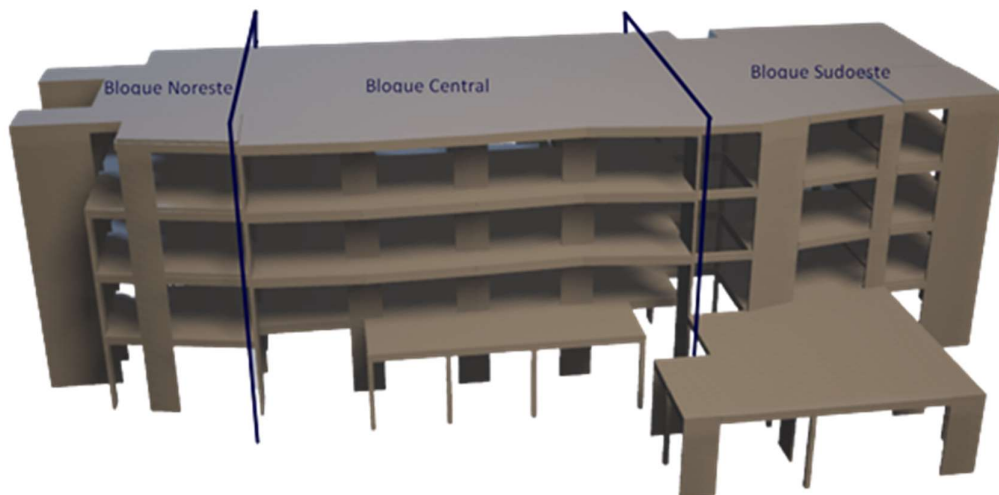


Figura 1: Distribución espacial de la Biblioteca Aveiro. Fuente propia

1.2. Normativa aplicable

El diseño sismorresistente se basa en tres aspectos principales: Prevenir la ocurrencia de pérdidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad. Es por lo que se busca que la estructura a diseñar, al tratarse de una edificación esencial, permanezca en condiciones completamente operativas frente a sismos leves y tenga un desempeño de resguardo de la vida frente a un sismo severo. Para cumplir con esos aspectos, se han tomado como referencia las siguientes normas para el análisis y diseño de la estructura:

- RNE Norma Técnica E.020 Cargas (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2016): Para la determinación de las solicitaciones de cargas vivas y muertas que actúan sobre la estructura.
- RNE Norma Técnica E.030 Diseño Sismo resistente (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018) :Para la obtención de los parámetros del análisis sísmico.
- RNE Norma Técnica E.060 Concreto Armado (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009): Para realizar el diseño en concreto armado de los elementos estructurales.

1.3. Materiales a usar

El edificio será diseñado considerando un sistema sismorresistente de muros de concreto armado con diafragmas rígidos. Para ello se empleará concreto y acero de refuerzo, cuyas características determinadas para el diseño se muestran a continuación.

- Concreto: Mezcla compuesta por cemento, agregado grueso, agregado fino, agua, aire y aditivos si fuese necesario, tal que se cumpla:
 - Resistencia a la compresión: $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 - Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$
 - Módulo de Elasticidad: $E = 15000\sqrt{f'_c} = 250998 \text{ kg/cm}^2$
- Acero: Barras rígidas y corrugadas, en este caso se usará Acero Grado 60 de la Norma ASTM615, cuyas características se muestran a continuación:
 - Límite de fluencia: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - Módulo de Elasticidad: $E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

1.4. Definición de cargas

Según la Norma E.020, se definieron las cargas verticales usadas para el análisis, tanto para carga viva como para carga muerta.

1.4.1. Carga muerta

- Concreto armado: 2400 kg/m³
- Losa aligerada 1 dirección (e = 17 cm) 280 kg/m²
- Losa aligerada 1 dirección (e = 20 cm) 300 kg/m²
- Losa maciza (e = 15 cm) 360 kg/m²
- Losa maciza (e = 20 cm) 480 kg/m²
- Piso terminado (e = 5 cm): 100 kg/m²
- Tabiquería (e = 15cm): 1800 kg/m³

1.4.2. Carga viva

Las sobrecargas consideradas son las siguientes:

- Oficinas / Salones: 250 kg/m²
 - Zona de lectura: 300 kg/m²
 - Pasillos / Escaleras: 400 kg/m²
 - Auditorio: 400 kg/m²
 - Almacén: 500 kg/m²
 - Baño: 300 kg/m²
 - Techo/azotea 100 kg/m²
 - Tabiquería móvil: 150 kg/m²
- *Tabiquería con altura de piso a techo o de piso a viga.

1.5. Definición de carga sísmica

Para la realización de la presente tesis, se conoce que el diseño de la Biblioteca Aveiro estará adaptado a las consideraciones sísmicas y geotécnicas de la ciudad de Lima. Por consiguiente se definen los parámetros sísmicos requerido de acuerdo a la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018).

1.5.1. Zonificación

La norma para el diseño sismorresistente peruana plantea una división del territorio nacional en 4 zonas (ver figura 2), de acuerdo con las características sísmicas observadas en dichas zonas. Se determinó que el proyecto (Lima) se

encuentra ubicado en la Zona 4, adicionalmente se tiene la siguiente tabla, de la cual se establece el valor de $Z = 0.45$.

Tabla 1. Factores de zona "Z".

Tabla N° 1 Factor de zona "Z"	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Nota. Tomado de "Norma Técnica E.030 Diseño Sismoresistente", por Ministerio de Construcción y Vivienda (Perú), 2018.



Figura 2. Zonificación sísmica.

Tomado de "Norma Técnica E.030 Diseño Sismoresistente", por Ministerio de Construcción y Vivienda (Perú), 2018.

1.5.2. Parámetros de sitio

De acuerdo a las características del suelo limeño presentado en las diapositivas del curso de mecánica de suelos (Jorge Zegarra Pellanne, 2016), se considera que el perfil del suelo usado para el diseño de la Biblioteca está compuesto por grava pobremente graduada (GP), por ello se considera que se trata de un perfil de suelo tipo “S₁”.

Tabla 2. Factores amplificación del suelo "S".

Tabla N° 3				
Factor de suelo “S”				
Zona	Suelo			
	S₀	S₁	S₂	S₃
Z₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Nota. Tomado de “Norma Técnica E.030 Diseño Sismoresistente”, por Ministerio de Construcción y Vivienda (Perú), 2018.

Tabla 3. Periodos de perfiles de suelo.

Tabla N° 4				
Periodos “T_P” Y “T_L”				
	Perfil de suelo			
	S₀	S₁	S₂	S₃
T_P (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Nota. Tomado de “Norma Técnica E.030 Diseño Sismoresistente”, por Ministerio de Construcción y Vivienda (Perú), 2018.

Según las tablas presentadas, se obtiene los siguientes valores: S = 1; T_P = 0.4 seg;
T_L = 2.5 seg.

1.5.3. Factores de uso

El proyecto consiste en el diseño estructural de una biblioteca, la cual es considerada una edificación importante por la Norma, se define el valor de U = 1.3.

Tabla 4. Factor de uso "U" de acuerdo con el tipo de edificación.

Tabla N° 5 Categoría de las edificaciones y factor "U"		
Categoría	Descripción	Factor U
B EDIFICACIONES IMPORTANTES	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseo, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento	1.3

Nota. Tomado de "Norma Técnica E.030 Diseño Sismoresistente", por Ministerio de Construcción y Vivienda (Perú), 2018.

1.5.4. Factor de amplificación sísmica

De acuerdo con la Norma, el factor de amplificación sísmica (C) será determinado por las siguientes expresiones, donde T viene hacer el periodo fundamental de la estructura:

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

1.5.5. Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas

El edificio será diseñado para una configuración estructural sismoresistente de muros de concreto armado, en la cual las fuerzas cortantes que tomen los muros estarán serán mayores al 70% del cortante basal. La norma propone los siguientes valores para determinar el factor de reducción sísmica básico.

Tabla 5. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas.

Tabla N° 7	
Sistemas estructurales	
Sistema estructural	Coeficiente básico de reducción R_0
Concreto armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Nota. Tomado de “Norma Técnica E.030 Diseño Sismoresistente”, por Ministerio de Construcción y Vivienda (Perú), 2018.

Teniendo en consideración los ejes definidos X-X e Y-Y y considerando un sistema de muros de concreto armado en ambos sentidos de análisis, se define los siguientes valores para el coeficiente básico de reducción (R_0) en cada eje.

$$R_{X0} = 6$$

$$R_{Y0} = 6$$

1.5.6. Factores de irregularidad:

Adicionalmente, se debe verificar las irregularidades de la estructura tanto en planta como en altura, con el fin de obtener el factor de reducción de fuerzas sísmicas definitivo. Estos factores de irregularidad (I_a en altura ; I_p en planta) se obtienen de las tablas N°8 y N°9 de la Norma E.030 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018). A continuación, se presenta un resumen de los criterios mencionados.

Tabla 6. Resumen de factores de irregularidad. Adaptado de Norma Técnica E.030

<u>Irregularidades en altura:</u>	
❖	Irregularidad de Rigidez: Para cualquiera de las direcciones de análisis, si la rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que el 80% de la rigidez lateral de los tres niveles superiores adyacentes.
❖	Irregularidad de Resistencia: Cuando la resistencia frente a fuerzas cortantes de un entrepiso es menor que el 80% del entrepiso superior.
❖	Irregularidad Extrema de Rigidez: Para cualquiera de las direcciones de análisis, si la rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que el 70% de la rigidez lateral de los tres niveles superiores adyacentes.
❖	Irregularidad Extrema de Resistencia: Cuando la resistencia frente a fuerzas cortantes de un entrepiso es menor que el 65% del entrepiso superior.
❖	Irregularidad de Masa o Peso: Cuando el peso de un piso es mayor que 1.5 veces al piso adyacente.
❖	Irregularidad Geométrica Vertical: Para cualquiera de las direcciones de análisis, si la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente.
❖	Irregularidad por Discontinuidad en los Sistemas Resistentes: Cuando en cualquier elemento que resista más del 10% de la fuerza cortante se tenga un desalineamiento vertical.
❖	Irregularidad por Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes: Cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos sea mayor al 25% de la fuerza cortante.
<u>Irregularidades en planta:</u>	
❖	Irregularidad Torsional: Para cualquiera de las dos direcciones de análisis, bajo la misma condición de carga, si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los puntos extremos del mismo entrepiso. Este criterio no se aplica si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es menor que el 50% del desplazamiento relativo permisible indicado por la Norma.
❖	Irregularidad Torsional Extrema: Para cualquiera de las dos direcciones de análisis, bajo la misma condición de carga, si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo promedio de los puntos extremos del mismo entrepiso. Este criterio no se aplica si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es menor que el 50% del desplazamiento relativo permisible indicado por la Norma.
❖	Esquinas Entrantes: Cuando en las dos direcciones existen esquinas entrantes mayores al 20% de la dimensión total en planta en esa dirección.
❖	Discontinuidad de Diafragma: Se da cuando los diafragmas presentan reducciones importantes de rigidez y/o discontinuidades abruptas, lo cual incluye: Para la misma dirección de análisis, secciones transversales del diafragma con áreas netas resistentes menores al 25 % del área total de la sección transversal o aberturas mayores al 50% del área total del diafragma.
❖	Sistemas no Paralelos: Para cualquiera de las direcciones de análisis, si existen elementos resistentes a fuerzas sísmicas que no son paralelos, no se aplica cuando los ejes de estos pórticos o muros forman ángulos menores a 30° ni cuando estos soportan menos del 10% de la cortante basal.

Estas irregularidades deben ser obtenidas a simple vista o mediante cálculos básicos, ya que aún no se cuentan con los resultados necesarios del análisis sísmico (derivadas, fuerzas, etc.) para evaluar estas irregularidades.

1.5.7. Análisis de irregularidades

- Irregularidad por geometría vertical:

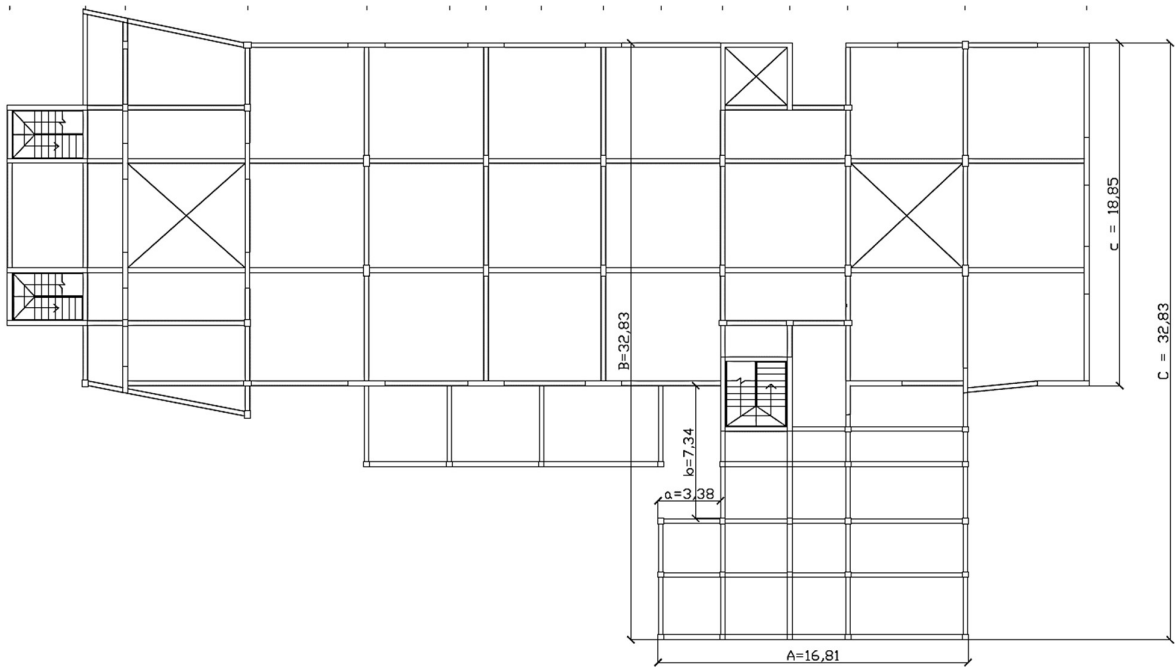


Figura 3. Análisis de irregularidad por geometría vertical y por esquinas entrantes - planta del primer nivel. Fuente propia.

Se observa que la dimensión en planta (C) es mayor que 1.3 veces la dimensión del nivel superior (c) para la misma dirección de análisis.

$$C > 1.3 \cdot c \quad 32.83 > 18.85$$

Sin embargo, al tratarse de un sistema sismoresistente de muros de concreto armado, no se toma en cuenta las columnas que forman la parte inferior de la estructura, entre los ejes A y F. No se tiene irregularidad de geometría vertical.

- Irregularidad por discontinuidad de sistemas resistentes:

No existe cambio de orientación ni desplazamientos de los ejes de los elementos sismo resistente como lo son las placas y las columnas. Por ello, no se presenta esta irregularidad.

- Irregularidad por discontinuidad de sistemas resistentes extrema:

No existe desalineamiento vertical en ningún elemento estructural. Por tal motivo, no se presenta esta irregularidad.

- Irregularidad por esquinas entrantes:

De acuerdo con la figura 3, se verifica la presencia de irregularidad por esquinas entrantes.

Longitud total planta (A) = $16.81 \text{ m} \cdot 0.2 = 3.36 \text{ m}$

Longitud total planta (B) = $32.83 \text{ m} \cdot 0.2 = 6.57 \text{ m}$

Longitud esquina entrante (a) = $3.38 \text{ m} > 3.36 \text{ m}$

Longitud esquina entrante (b) = $7.34 \text{ m} > 6.57 \text{ m}$

- Irregularidad por discontinuidad del diafragma:

Como se aprecia en la tabla 7, el área de las aberturas (área escaleras, ascensor y vanos en el diafragma) tiene un valor máximo del 16% del área bruta total en el nivel 3. Por tanto, no se presenta esta irregularidad.

Tabla 7. Porcentaje del área de las aberturas, irregularidad por discontinuidad del diafragma.
Fuente propia.

Nivel	Área bruta (m ²)	Área de abertura (m ²)	% de área bruta	Condición
1	1296	131	10.09	REGULAR
2	1027	164	15.96	REGULAR
3	1027	166	16.19	REGULAR
4	1120	0	0.00	REGULAR

- Irregularidad por sistemas no paralelos:

Todos los elementos resistentes a fuerzas laterales son paralelos (a excepción de una placa en el eje K, la cual forma un ángulo menor a 30° con el eje X y por tanto no se aplica el criterio). No se presenta esta irregularidad.

Del análisis mostrado anteriormente, se obtiene la siguiente tabla resumen.

Tabla 8. Resumen del análisis previo de irregularidades. Fuente propia.

	Irregularidad	Factor	Análisis	
			Eje x	Eje y
Altura	Rigidez	0.75	Por comprobar	Por comprobar
	Rigidez extrema	0.50	Por comprobar	Por comprobar
	Resistencia	0.75	Por comprobar	Por comprobar
	Resistencia extrema	0.50	Por comprobar	Por comprobar
	Masa o peso	0.90	Por comprobar	Por comprobar
	Geometría vertical	0.90	No presenta	No presenta
	Discontinuidad en los sistemas resistentes	0.80	No presenta	No presenta
	Discontinuidad en los sistemas resistentes extrema	0.60	No presenta	No presenta
Planta	Torsión	0.75	Por comprobar	Por comprobar
	Torsión extrema	0.60	Por comprobar	Por comprobar
	Esquinas entrantes	0.90	Si presenta	Si presenta
	Discontinuidad de diafragma	0.85	No presenta	No presenta
	Sistemas no paralelos	0.90	No presenta	No presenta

La norma específica que cuando se obtengan valores distintos de los factores de irregularidad para las dos direcciones de análisis, se tomará para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

Finalmente, conociendo los factores de irregularidad se puede calcular el factor de reducción R para cada eje de análisis.

Tabla 9. Valores iniciales de los factores de irregularidad y reducción de fuerzas sísmicas. Fuente propia

Resumen de factores de irregularidad y reducción	
Ia	1
Ip	0.9
Rx	5.4
Ry	5.4

1.5.8. Aceleración espectral

Finalmente, se obtuvo los gráficos para los espectros de aceleraciones en cada eje (ver figuras 4 y 5), en base a la siguiente expresión, para cada valor de C.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

$$S_{ax} = 0.1083 \cdot C \cdot g$$

$$S_{ay} = 0.1083 \cdot C \cdot g$$

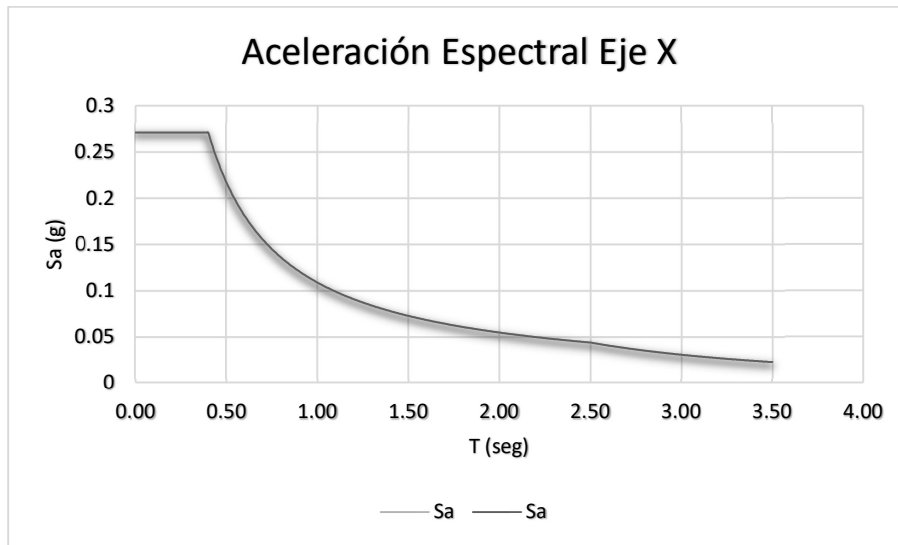


Figura 4. Aceleración espectral inicial en el eje X. Fuente propia.

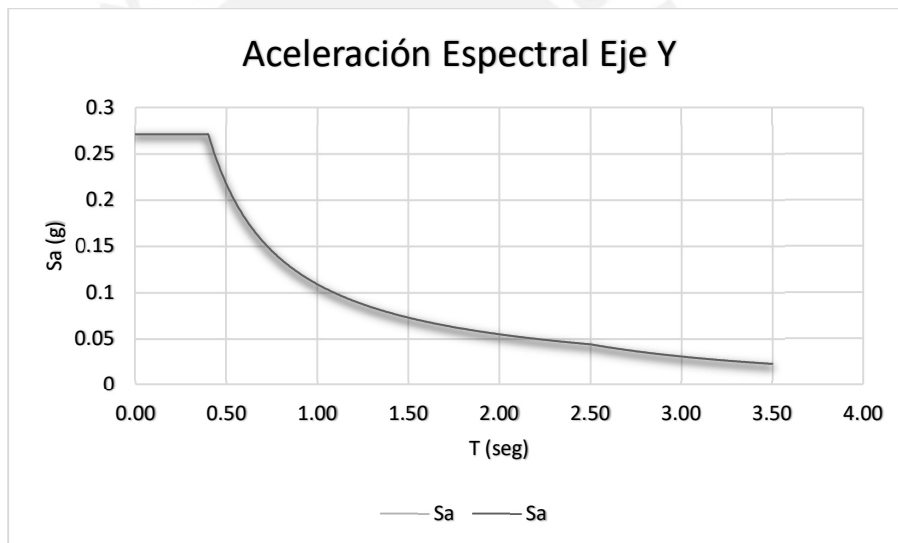


Figura 5. Aceleración espectral inicial en el eje Y. Fuente propia.

El valor de la aceleración pico se presenta hasta un periodo de 0.40 seg y tiene un valor de $Sa = 0.27g$ para ambos ejes. Estos valores pico serán usados para el cálculo de la cortante basal por el Método de Fuerzas Estáticas Equivalentes (Análisis Estático).

CAPITULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 Estructuración

Es el primer paso para el diseño de una estructura. Estructurar consiste en determinar la ubicación y dimensiones de cada uno de los elementos estructurales necesarios para el correcto comportamiento de la edificación. Como se trata de una estructura de muros de concreto armado, los principales elementos a estructurar serán las placas, columnas, vigas y losas de concreto armado. Para ello se tiene como guía los planos arquitectónicos (ver figura 6). “Mientras más compleja es la estructura, más difícil resulta predecir su comportamiento sísmico” (Blanco A., 1994, p. 5). Resulta de vital importancia para los ingenieros poder adaptar de forma eficiente la estructura de la edificación a los planos arquitectónicos propuestos. Se presentan a continuación algunos criterios establecidos en el libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de concreto Armado (Blanco A., 1944) y las consideraciones adoptadas para realizar la estructuración de las cuatro plantas de la biblioteca.

- Simplicidad y simetría: Ya que resulta más fácil predecir el comportamiento sísmico de las estructuras simples que de las complejas, se busca que la estructura sea lo más simple posible.
- Rigidez y Ductilidad: La estructura debe tener resistencia sísmica adecuada en por lo menos dos direcciones ortogonales, para garantizar la estabilidad de la estructura como un todo. Para ello debe garantizarse la transferencia de cargas de un lado al otro, es necesario entonces de una adecuada distribución de los elementos estructurales para garantizar correctas trayectorias de transferencias de carga.
- Uniformidad y continuidad: Los elementos estructurales deben ser continuos tanto en planta como en elevación. Además, no deben variar su rigidez bruscamente, se debe evitar las reducciones bruscas en el área de estos elementos de un piso al otro.

- Rigidez lateral: Para que la estructura sea capaz de resistir las fuerzas horizontales, causadas por los sismos, sin sufrir deformaciones importantes es necesario proveerlas de elementos que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales. Se sabe que deformaciones importantes conllevan a problemas como efecto de pánico en usuarios y daños a sistemas no estructurales.
- Existencia de diafragmas rígidos: Lo más usual en el análisis de estructuras es considerar las losas de cada piso como elementos rígidos, de tal manera que las losas puedan distribuir las fuerzas horizontales a las placas y columnas en base a su rigidez lateral, y con las mismas deformaciones laterales. Para el caso de la edificación en análisis se debe tener en cuenta que grandes aberturas en las losas debilitan su rigidez.



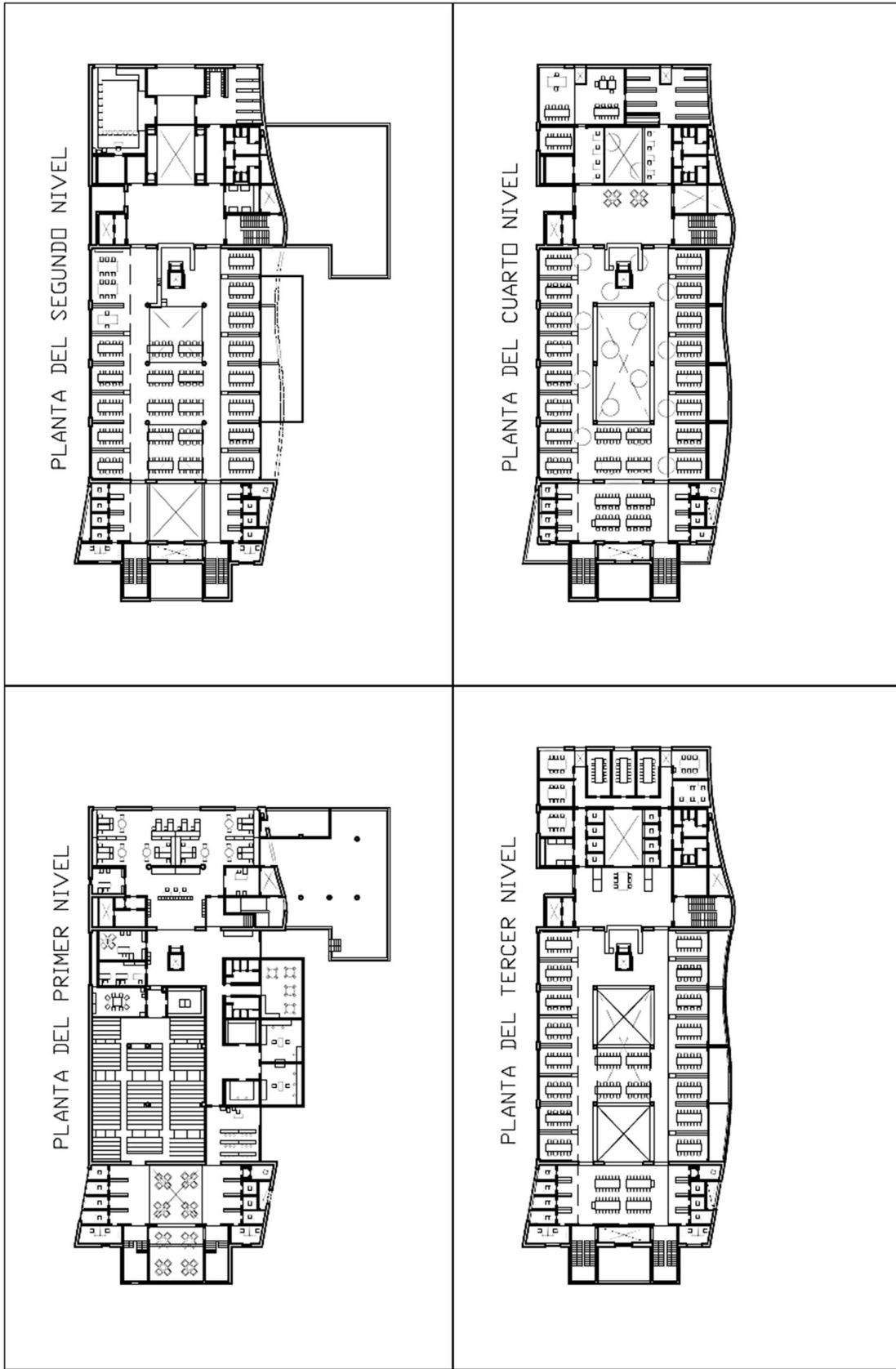


Figura 6. Distribución arquitectónica de la Biblioteca Aveiro. Fuente propia.

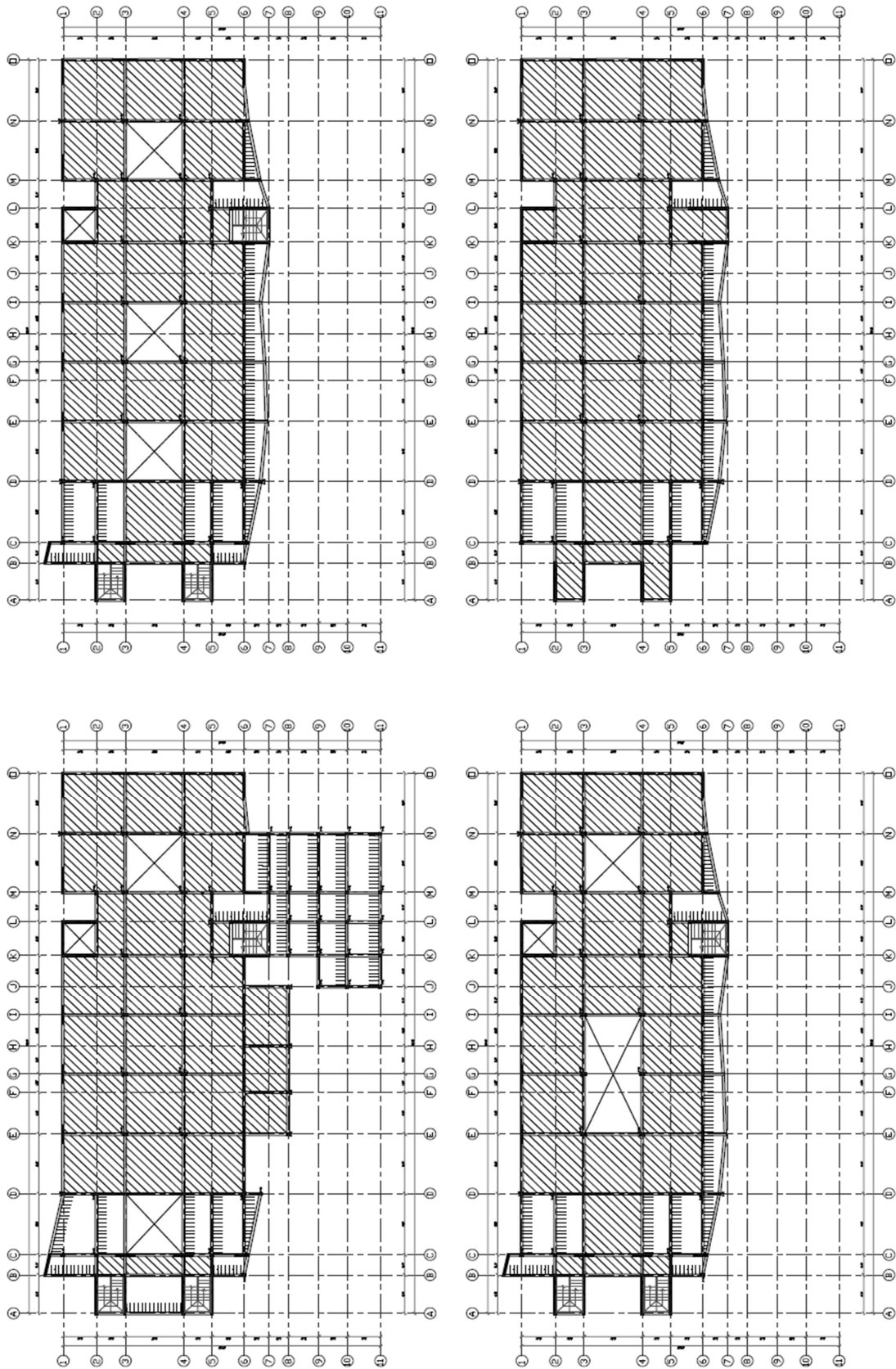


Figura 7. Distribución estructural de la Biblioteca Aveiro. Fuente propia.

2.2 Predimensionamiento

Una vez definida la distribución estructural preliminar, se procede a asignar dimensiones tentativas a cada uno de los elementos, las cuales pueden ser definitivas de comprobarse su aceptabilidad por capacidad en base a un análisis sísmico y por gravedad. Para ello existen ciertas reglas prácticas que ayudan a desarrollar esta tarea. Se presentan a continuación los criterios tomados en cuenta para cada elemento, se tiene como referencia las diapositivas de clase del cursos de Estructuras 1 de la Facultad de Arquitectura de la Pontificia Universidad Católica del Perú (Asmat, 2016).

2.2.1 Losas aligeradas

- 1 dirección:
 - Simplemente apoyada: $h = L/22$
 - Un extremo continuo: $h = L/23.5$
 - Dos extremos continuos: $h = L/25$
- 2 direcciones:
 $h = \text{perímetro}/130 \sim \text{perímetro}/100$

Tabla 10. Predimensionamiento de losas aligeradas. Fuente propia.

Losa aligerada	L (m)	h (cm)
En una dirección con un extremo continuo	0.00 – 3.50 m	15
	3.50 – 4.00 m	17
	4.00 – 4.70 m	20
En una dirección con dos extremos continuos	0.00 – 3.75 m	15
	3.75 – 4.25 m	17
	4.25 – 5.00 m	20

Se consideró hacer uso de losas aligeradas en una dirección en los paños rectangulares apoyados en la dirección más corta. Se determinó aligerados de 17 cm y 20 cm de acuerdo con las dimensiones y características de apoyo de los bordes de las losas. Sin embargo, se escogió un espesor de 20 cm para mejorar los aspectos acústicos, además de brindar facilidad constructiva para las instalaciones eléctricas y sanitarias. Sin embargo, se colocaron losas aligeradas en una dirección de 17 cm de espesor en la zona inferior de un nivel del edificio, puesto que no soportaran cargas elevadas.

2.2.2 Losas macizas

- Losas exteriores:

$$h = L(\text{extrema})/40 \text{ o per\u00edmetro}/130$$

- Losas interiores:

$$h = \text{per\u00edmetro}/150$$

Tabla 11. Predimensionamiento de losas macizas. Fuente propia.

Losa maciza	L (m)	Per\u00edmetro (m)	h (cm)
Interiores	-	0.00 -19.50 m	15
		19.50 - 26.00 m	20
		26.00 - 32.50 m	25
Exteriores	0.00 - 6.00 m	0.00 - 22.50 m	15
	6.00 - 8.00 m	22.50 - 30.00 m	20
	8.00 - 10.00 m	30.00 - 37.50 m	25

La estructura tiene en su mayor\u00eda losas cuadradas con luces de entre 5 m a 7 m. Por ello se consideraron dos opciones, losas macizas de 20 cm o aligerados de 30 cm, se opt\u00f3 por losas macizas, ya que si bien estas representan un peso ligeramente mayor para la edificaci\u00f3n (480 kg/cm² losas macizas en comparaci\u00f3n a los 420 kg/cm² aligerado de 30 cm), las losas macizas lo compensan con la buena rigidez que aporta a la estructura y tambi\u00e9n con su facilidad constructiva para el proyecto. Se colocaron losas macizas de 20 cm de espesor cerca de los n\u00facleos de ascensores, escaleras y en las zonas con reducci\u00f3n de \u00e1rea en planta. Tambi\u00e9n se determin\u00f3 emplear losas macizas de 15 cm en los techos de la estructura de un piso ubicado entre los ejes 6 - 8 por tratarse de pa\u00f1os cuadrados y peque\u00f1os.

2.2.3 Vigas de concreto armado

- Simplemente apoyada: $h = L/10$
- Un extremo continuo: $h = L/11$
- Dos extremos continuos: $h = L/12$
- Volado: $h = L/5$

Debido a la importancia de la edificaci\u00f3n se opt\u00f3 por considerar un peralte m\u00ednimo de vigas igual a 50 cm. A continuaci\u00f3n, se muestra los peraltes considerados de acuerdo con las longitudes de vigas m\u00e1s comunes de la estructura.

Tabla 12. Predimensionamiento de vigas. Fuente propia.

Viga	L (m)	h (cm)
Simplemente apoyada	0.00 – 5.00 m	50
	5.00 – 6.00 m	60
	6.00 – 7.50 m	75
Con un extremo continuo	0.00 – 5.50 m	50
	5.50 – 6.60 m	60
	6.60 – 8.25 m	75
Con dos extremos continuos	0.00 – 6.00 m	50
	6.00 – 7.20 m	60
	7.20 – 9.00 m	75
En volado	0.00 – 2.50 m	50
	2.50 – 3.00 m	60
	3.00 – 3.75 m	75

Tabla 13. Tipos de vigas consideradas. Fuente propia.

Viga	b (cm)	h (cm)
V-01	25	50
V-02	25	60
V-03	25	75

Considerando anchos entre 30% y 50% del peralte de las vigas, para uniformizar la estructura se consideró vigas de 25 cm de ancho, siendo este el mínimo recomendado por la norma. Además, para dar continuidad y uniformidad a la estructura se les asignó el peralte mayor a las vigas de un mismo eje. Así mismo, teniendo en cuenta que se trata de una edificación con sobrecargas considerables y que además presenta vigas con luces de dimensiones importantes, se considera prudente hacer uso de vigas del tipo 2 en lugar de usar las vigas del tipo 1 obtenidas en el predimensionamiento en toda la estructura, con excepción de los ejes 3 y 4 en los cuales se consideró vigas del tipo 3 en los ya que las grandes luces y sobrecargas que soportan podrían originar fuerzas internas elevadas y grandes deformaciones. También, se consideró una reducción en el peralte de las vigas ubicadas entre placas muy cercanas, con el fin de reducir su rigidez y evitar un sistema de muros acoplados, donde se generan fallas por corte debido a su pequeña longitud y alta rigidez.

2.2.4 Columnas y muros de concreto armado

Formulas prácticas propuestas para determinar las áreas mínimas necesarias de las columnas y placas.

$$A_{\text{columna}} = \frac{A_{\text{influencia}} \cdot (P/A) \cdot 1.5}{0.6 \cdot f'c \cdot 10}$$

$$A_{\text{placa}} = \frac{A_{\text{edificio}} \cdot (P/A) \cdot S_a}{1.5 \cdot \sqrt{f'c} \cdot 10}$$

Dónde: $(P/A) = 0.8 \sim 1.2 \text{ ton/m}^2$

$f'c = 210 \sim 350 \text{ kg/cm}^2$

De acuerdo con la importancia de la edificación y a las grandes cargas que soportara, se definió los siguientes valores a usar en las fórmulas propuestas. Considerando un área total de 4471.83 m² de la estructura, P/A igual a 1.2 ton/m² y una resistencia a compresión del concreto de 280 kg/cm², se calculó las dimensiones mínimas para las columnas.

Tabla 14. Predimensionamiento de columnas. Fuente propia.

Columnas	Área de influencia (m ²)	Nº pisos	Área de columna (cm ²)	b (cm)	h (cm)	Tipo
2-F	2.71	3	87	30	2.90	C-01
3-K	11.66	4	500	30	16.66	C-01
3-J/G	13.82	4	592	30	19.74	C-01
3-I/H	20.16	4	864	30	28.80	C-01
4-K	12.16	4	521	30	17.37	C-01
4-J/G	13.82	4	592	30	19.74	C-01
4-I/H	20.16	4	864	30	28.80	C-01
5/6/7-I/H	39.49	4	1692	30	56.41	C-03
5-D	5.8	1	62	30	2.07	C-01
6'-D	12.19	1	131	30	4.35	C-01
7'-D	14.69	1	157	30	5.25	C-01
8-D	8.66	1	93	30	3.09	C-01
G-9	12.44	4	533	30	17.77	C-01
G-10	8.36	4	358	30	11.94	C-01
G-11	14.8	4	634	30	21.14	C-01
9/11-H/I	27.48	4	1178	30	39.26	C-02
11-J	14.15	4	606	30	20.21	C-01
12-I/H	39.83	4	1707	30	56.90	C-03
12-K	13.23	4	567	30	18.90	C-01
A/B/C/D/E- 8/9/11/12	19.81	1	212	30	7.08	C-01

Para las columnas se consideró un lado de 0.3 m en común y el otro variable, esto con el objetivo de facilitar el proceso constructivo y evitar el cruce de acero de

refuerzo en los encuentros con las vigas de 25 cm de ancho. Se determinó las siguientes dimensiones para columnas.

Tabla 15. Tipos de columnas consideradas. Fuente propia.

Columna	b (cm)	h (cm)
C-01	30	30
C-02	30	40
C-03	30	60

Para el caso de muros de concreto armado, son elementos estructurales que tienen una sección transversal con una dimensión mucho mayor que la otra, por tanto, se trata de elementos que tienen una rigidez lateral y resistencia elevada en la dirección de mayor longitud. Son los elementos estructurales que absorben la mayor parte de la fuerza cortante sísmica, en consecuencia, se debe tener especial cuidado con la distribución de estos elementos en planta, la cual debe ser de la forma más simétrica posible en las dos direcciones de análisis a fin de reducir los efectos torsionales sobre la estructura. El procedimiento para determinar las dimensiones de las placas es usar la fórmula para el cálculo del área mínima necesaria mostrada anteriormente y dividirla entre la longitud total de placas en un sentido X o Y. Finalmente se obtiene los resultados mostrados en la tabla a continuación.

Tabla 16. Predimensionamiento de placas. Fuente propia.

Placas		
LONGITUD EN X (m)	39.60	
LONGITUD EN Y (m)	23.58	
ÁREA DE PLACAS (m ²)	4.96	
	Calculado	Asumido
ESPESOR EN X (m)	0.13	0.15
ESPESOR EN Y (m)	0.21	0.25

De acuerdo con los cálculos del predimensionamiento realizado, se determinó un espesor de 25 cm para las placas del eje X y un espesor mínimo de 15 cm para las placas del eje Y. Sin embargo, la Norma Técnica E.060 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009) establece un espesor mínimo de 15 cm solo para edificios con muros de ductilidad limitada. Por lo que se determinó un espesor de 25 cm para las placas en ambos sentidos, debido a la ubicación de dichas placas (como núcleos de concreto cerca de las escaleras y ascensores) y su importancia en la estabilidad de la estructura.

Finalmente, se determinó las siguientes dimensiones de elementos y su ubicación (ver figuras 8, 9, 10 y 11).

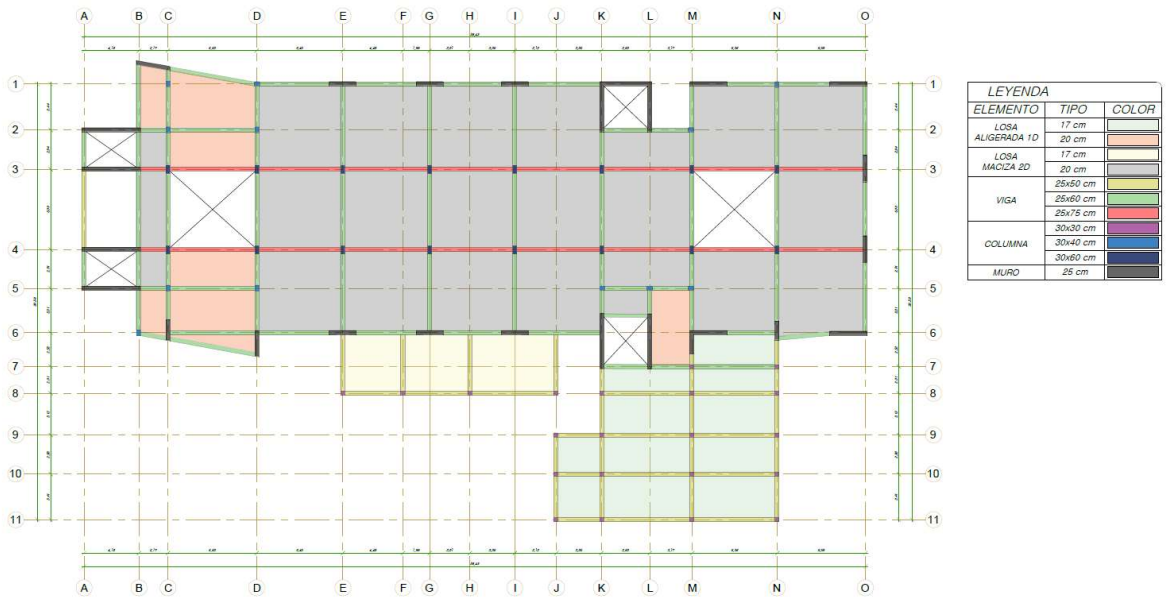


Figura 8. Predimensionamiento de planta del primer nivel. Fuente propia.

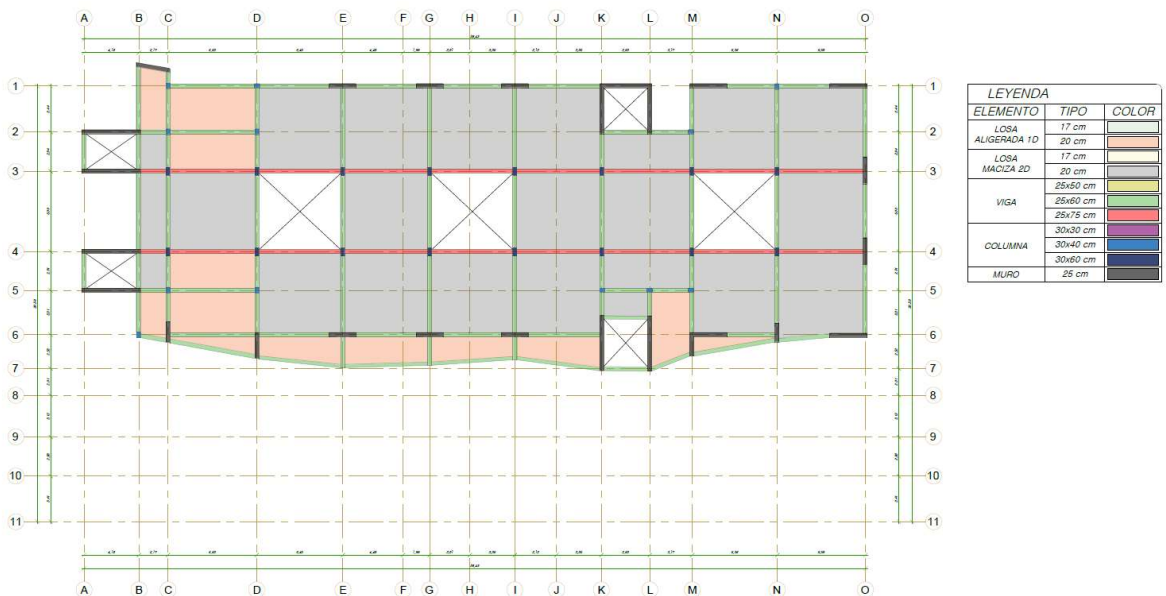


Figura 9. Predimensionamiento de planta del segundo nivel. Fuente propia.

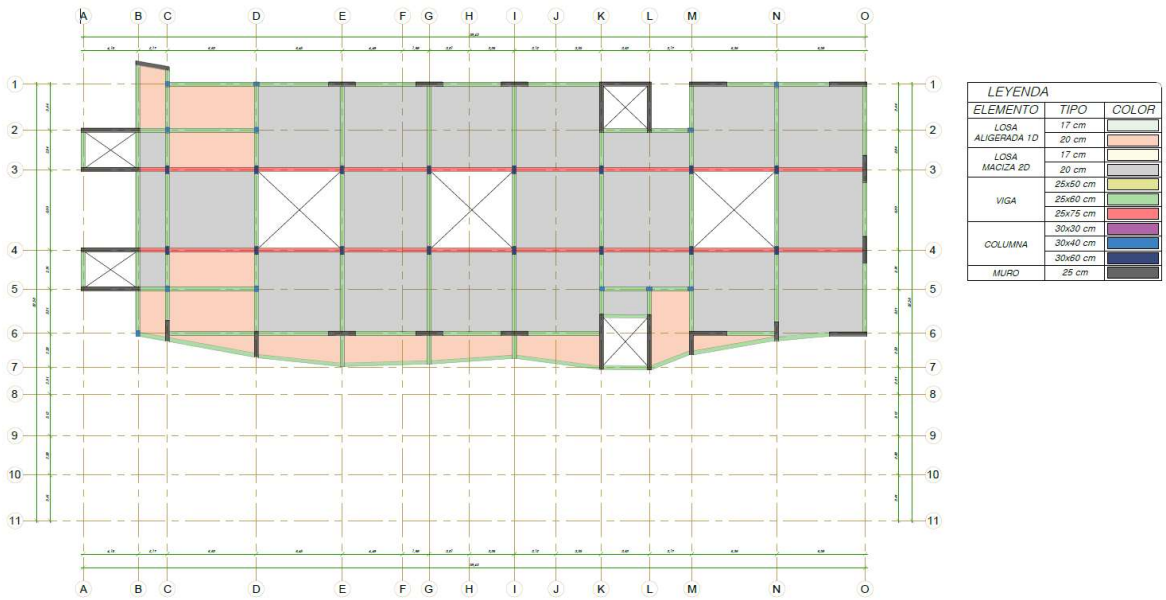


Figura 10. Predimensionamiento de planta del tercer nivel. Fuente propia.

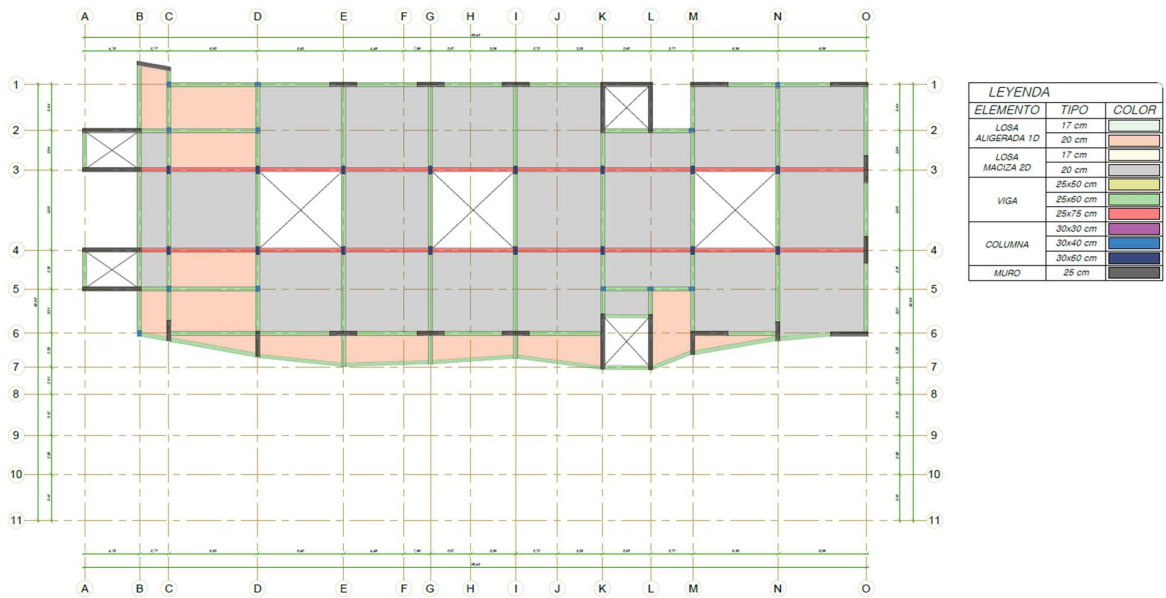


Figura 11. Predimensionamiento de planta del cuarto nivel. Fuente propia.

CAPITULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO

Dado que las solicitaciones frente a un sismo severo son muy elevadas y aleatorias, no es económicamente factible diseñar estructuras que resistan sin ningún daño sismos con periodos de ocurrencia muy distantes. Por esta razón los criterios de diseño sismoresistente especificados por las normas modernas reconocen que el objetivo principal del diseño de estructuras sea el de soportar sismos moderados sin sufrir mayores daños y limitar la probabilidad de colapso de la estructura frente a sismos severos.

“El arte del diseño sismoresistente no se encuentra basado la proyección de estructuras capaces de soportar combinaciones elevadas de fuerzas laterales, si bien esta capacidad es parte de un diseño sano, también implica tener sistemas estructurales que cuenten con una combinación optima de propiedades tales como resistencia, rigidez y ductilidad. Las propiedades en mención permitirán a la estructura permanecer sin daños significativos frente a sismos frecuentes y moderados y a no poner en riesgo la estabilidad de la estructura y brindar seguridad a los ocupantes frente a sismos excepcionales y muy severos. Poder cumplir este objetivo implica aspectos mayores a los de cumplir requisitos reglamentarios; exige la comprensión de aspectos básicos que determinan el comportamiento sísmico de las estructuras, así como el ingenio necesario para proyectar estructuras con las características adecuadas. (como se cita en Meli R., 2002, p. 441)”

Meli R. (2002) indicó: El objetivo fundamental del diseño de estructuras sismo resistentes es el de proporcionar a la estructura la capacidad para disipar la energía que se aplica sobre ella durante la ocurrencia de un sismo severo sin que la estructura llegue al colapso ni tampoco tenga daños estructurales irreparables. Otro objetivo principal es el de evitar el pánico a los ocupantes y reducir al mínimo la ocurrencia de daños estructurales frente a sismos más frecuentes y de intensidad moderada, que podrían ocurrir varias veces durante el tiempo de vida útil de la estructura.

Por tanto, se define que el objetivo principal de este capítulo es el de verificar que la estructura cumpla con los criterios mencionados anteriormente. Por consiguiente, se debe verificar que los modos de vibración, desplazamientos, derivas y el análisis de irregularidades cumplan con los criterios que indica la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018), de no ser el caso, se hará las modificaciones necesaria para cumplir con dichos criterios.

3.1. Modelo del edificio

Para realizar el análisis sísmico de la estructura, se hizo un modelo (ver figura 12) con la ayuda del programa computacional Sap2000. Para realizar el diseño se consideró todos los elementos que aportan rigidez significativa a la estructura, como es el caso de placas, columnas, vigas y losas rígidas. Sin embargo, no se consideró para el modelo estructural a las escaleras, ya que estas serán diseñadas exclusivamente por cargas de gravedad.

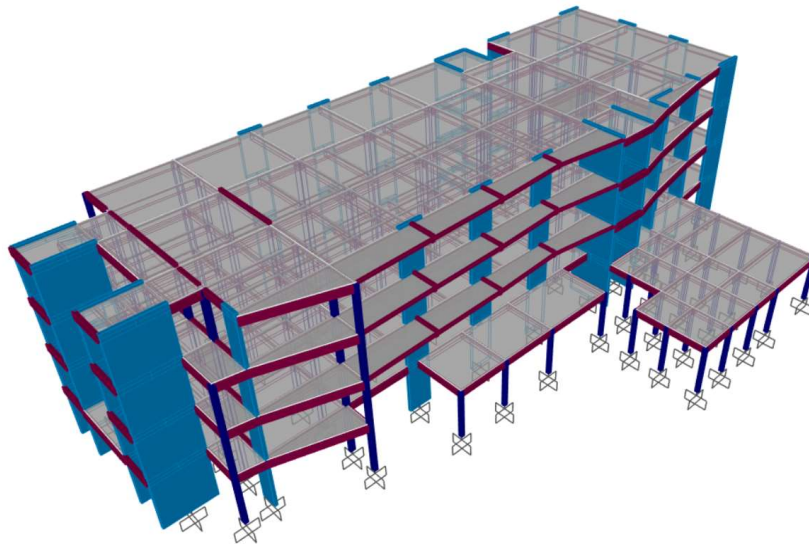


Figura 12. Modelo estructural inicial de la biblioteca. Fuente propia.

En primer lugar, se define el material a usar, se consideró concreto $f'c = 280 \text{ kg/m}^2$ de 2.4 ton/m^3 para vigas, columnas, muros y losas. En segundo lugar, se modela los elementos de acuerdo a las dimensiones establecidas en el capítulo 2, para las columnas y vigas se consideró secciones tipo frame con refuerzo de diseño de tipo columna o viga respectivamente, para los muros se consideró elementos tipo frame con brazos rígidos en la parte superior con una longitud igual a la del muro, se definió las losas como elementos Slab del tipo membrana con un espesor equivalente y un espesor real para las losas aligeradas y macizas respectivamente, en ambos casos se asignó un material sin peso, la función de las losas en el modelo es la de distribuir las fuerzas hacia los elementos estructurales tipo frame, ya que estas serán diseñadas bajo condiciones de servicio.

La Norma establece los criterios para determinar el peso sísmico de la estructura, por ello se definió los patrones de carga necesarios y se determinó el peso sísmico de la estructura. Al tratarse de una edificación del tipo B se considera una adición de carga viva del 50% y 25% para pisos típicos y últimos respectivamente.

También se asignó la longitud rígida (end length offsets) en los extremos de las vigas y columnas, para determinar encuentros rígidos en las intersecciones y llevar los diagramas de momentos y fuerzas a las caras de los elementos, el proceso se realizó de manera automática ya que no se tiene ninguna columna ni viga desfasada de su eje y no se requieren consideraciones adicionales. Finalmente, se considera que la estructura se encuentra empotrada en la base y se asigna diafragmas rígidos a cada nivel de la estructura.

3.2. Análisis Dinámico Modal Espectral

3.2.1. Estructuración inicial

Para el análisis dinámico se usó el criterio de combinación cuadrática completa (CQC), para el cual se indicó un porcentaje de amortiguamiento de 5%. Considerando un mínimo de 3 modos fundamentales de vibración y un máximo de 12. Se obtuvieron los siguientes modos fundamentales de vibración en cada dirección de análisis del edificio.

Periodos

Tabla 17. Modos fundamentales de vibración del modelo inicial. Fuente propia.

Periodo y masa participativa			
Modo	Periodo T (s)	Masa Participativa	
		UX (%)	UY (%)
1	0.550	1.57	35.59
2	0.322	76.18	1.14
3	0.296	0.02	44.98
4	0.172	0.65	5.36
5	0.105	0.00	0.03
6	0.095	4.21	1.18
7	0.093	3.51	5.14
8	0.090	8.43	3.76
9	0.054	0.03	1.59
10	0.047	3.75	0.10
11	0.042	0.28	1.09
12	0.034	1.28	0.01

En cada dirección de análisis se debe considerar los 3 primeros modos predominantes o los modos necesarios hasta alcanzar el 90% de masa participativa total, de acuerdo con ello, se considera hasta los modos 8 y 7 para los ejes X e Y respectivamente, debido a que se obtiene más del 90% de la masa total hasta ese

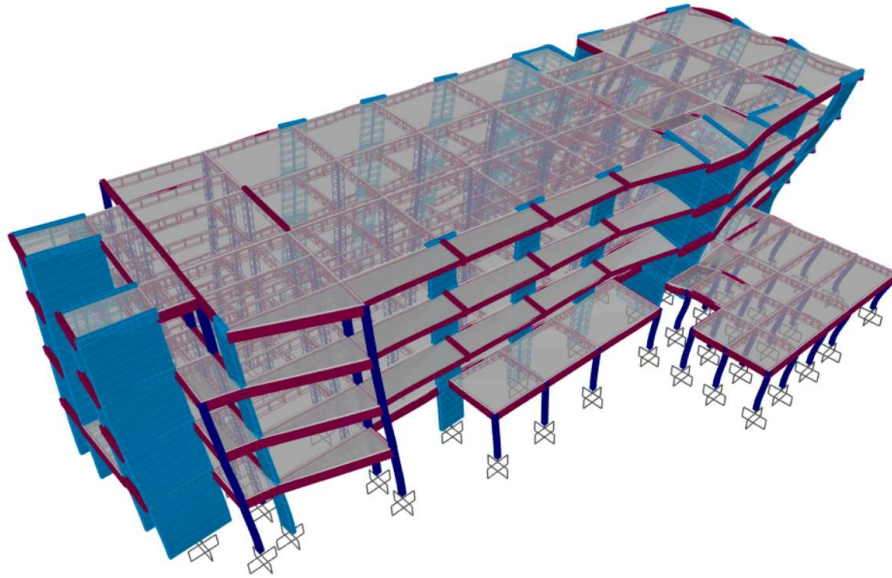


Figura 15. Modo fundamental de vibración 3.

Verificación de derivas

Se obtuvieron las derivas máximas elásticas de la estructura (ver tabla 18). Según la Norma Técnica E.030 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018), las derivas laterales inelásticas se calcularán multiplicando por 0.75 R o por 0.85 R los resultados del análisis lineal elástico, dependiendo si se la edificación es regular o irregular respectivamente. En el desarrollo de la presente tesis, se determinó que la biblioteca es una edificación irregular, por tanto, se multiplicará por R los resultados del análisis elástico.

Tabla 18. Derivas permisibles del modelo inicial. Fuente propia.

Derivas permisibles					
Sismo X					
Nivel	Deriva Elástica		Deriva Inelástica		Cumple
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	
1	0.0005	0.0004	0.0027	0.0021	Si
2	0.0008	0.0005	0.0043	0.0027	Si
3	0.0008	0.0004	0.0042	0.0021	Si
4	0.0006	0.0003	0.0034	0.0014	Si
Sismo Y					
Nivel	Deriva Elástica		Deriva Inelástica		Cumple
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	
1	0.0005	0.0016	0.0027	0.0086	No
2	0.0007	0.0022	0.0040	0.0121	No
3	0.0006	0.0019	0.0034	0.0103	No
4	0.0005	0.0013	0.0025	0.0071	No

Según la tabla 18, se observa que para un sismo en X se obtiene valores que cumplen con la deriva máxima de 7 % exigida por la norma de diseño sismorresistente, tanto en el eje x como en el eje Y. Mientras que para el sismo en Y solo cumple con la condición las derivas del eje X, ya que para el eje Y se tiene una deriva máxima inelástica de 12.10 % en el segundo nivel.

Verificación de irregularidades

En la presente tesis se consideró a la biblioteca como una edificación del tipo B ubicada en una zona sísmica de categoría Z4. Por ello, de acuerdo con la Norma Técnica E.030 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018), se considera que no se permiten las irregularidades extremas en la edificación.

- **Irregularidad torsional:**

Se tiene irregularidad torsional cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso de la estructura es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso, para la misma condición de carga (Criterio 2). Solo se aplica este criterio si máximo desplazamiento relativo de entrepiso es menor que el 50% del desplazamiento permisible (Criterio 1), indicado por la Norma Técnica E.030 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018).

Tabla 19. Análisis en X de irregularidad torsional del modelo inicial. Fuente propia.

Irregularidad torsional				
Sismo X				
Criterio 1				
Nivel	Desplazamiento Máximo (mm)	Δ Máxima inelástica	50% Δ permisible	Criterio 1
4	11.094	0.0034	0.0035	NO
3	8.586	0.0042	0.0035	SI
2	5.451	0.0043	0.0035	SI
1	2.232	0.0027	0.0035	NO
Criterio 2				
Nivel	Desplazamiento promedio (mm)	Δ Promedio inelástica	Factor	Criterio 2
4	10.734	0.0034	0.987	NO
3	8.193	0.0041	1.027	NO
2	5.139	0.0041	1.052	NO
1	2.079	0.0025	1.074	NO

Tabla 20. Análisis en Y de irregularidad torsional del modelo inicial. Fuente propia.

Irregularidad torsional				
Sismo Y				
Criterio 1				
Nivel	Desplazamiento Máximo (mm)	Δ Máxima inelástica	50% Δ permisible	Criterio 1
4	29.052	0.0071	0.0035	SI
3	23.791	0.0103	0.0035	SI
2	16.182	0.0121	0.0035	SI
1	7.194	0.0086	0.0035	SI
Criterio 2				
Nivel	Desplazamiento promedio (mm)	Δ Promedio inelástica	Factor	Criterio 2
4	21.593	0.0054	1.319	IRREGULAR
3	17.605	0.0077	1.336	IRREGULAR
2	11.907	0.0090	1.350	IRREGULAR
1	5.252	0.0063	1.370	IRREGULAR

De acuerdo con la información proporcionada por las tablas 19 y 20, se observa que, para el sismo en X, dos son los valores que superan el 50% del desplazamiento permisible. Sin embargo, ningún valor de desplazamiento relativo máximo de entrepiso es mayor que 1.3 veces el desplazamiento promedio del entrepiso correspondiente, por lo que no se presenta irregularidad torsional en ese sentido. Por otro lado, para el sismo en Y, todos los valores de desplazamiento máximo relativo de entrepiso son mayores que el 50% del correspondiente desplazamiento máximo permisible. A su vez, se observa que en todos los niveles se presenta irregularidad torsional, ya que el desplazamiento máximo relativo inelástico es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio del nivel correspondiente.

Se verifica entonces que la estructuración planteada no cumple con la deriva permisible por la norma correspondiente, y, además, existe irregularidad torsional en la edificación, que, si bien no está restringida por la Norma, se prefiere que la estructura no presente irregularidad torsional en ningún nivel. Por tal motivo, se tendrá que realizar cambios en la estructuración de la biblioteca para que cumpla con dichos criterios.

3.2.2. Estructuración final

En el modelo anterior se detectó desplazamientos excesivos, así como problemas de torsión en el sentido de análisis Y. Para controlar mejor los desplazamientos laterales y las irregularidades en planta tal cual exige la norma, se procedió a modificar la estructuración de la biblioteca de la siguiente manera.

Se colocó cuatro placas de 3.2 m en el sentido del eje Y (ver figura 16), cada una en las intersecciones de los ejes C y D con los ejes 3 y 4, también se colocó dos placas de 2.94 m en el eje A entre los ejes 2-3 y 4-5, con el fin de aumentar la rigidez en el sentido de análisis del eje Y y a su vez desplazar el centro de rigidez unos metros a la izquierda, más cerca al centro de masas. Cabe señalar que se prefiere separar las placas que forman una “C”, puesto que, más adelante se verificó que estaban soportando cargas axiales muy elevadas, lo cual dificultaba el diseño de dichos elementos.

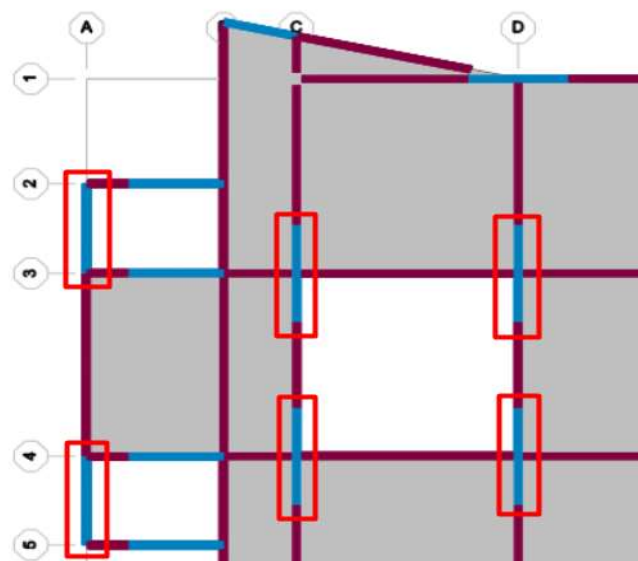


Figura 16. Distribución de nuevas placas en los ejes A, C y D. Fuente propia.

Debido a que se aumentaron placas en los ejes A, C y D el centro de rigidez se desplazó hacia la izquierda del centro de masa, para equilibrar la rigidez de la estructura hacia ambos lados de esta, se colocó dos placas de 2.8 m en las intersecciones del eje N con los ejes 3 y 4, adicionalmente, se aumentó las dimensiones de las dos placas ubicadas en el eje O a 2.8 m cada una (ver figura 17).

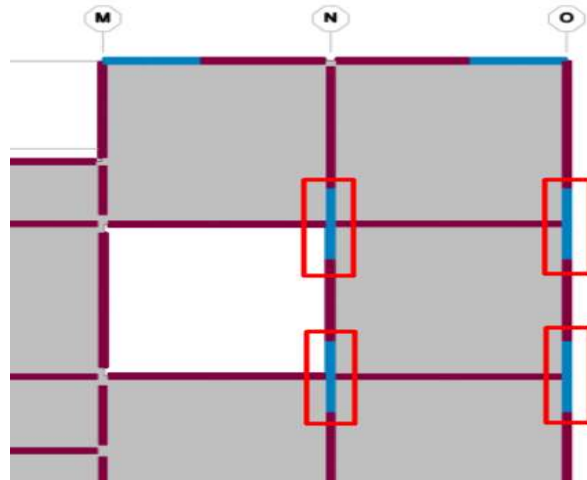


Figura 17. Distribución de nuevas placas en los ejes N y O. Fuente propia.

También se aumentó la longitud a 3 m de las placas en la intersección de los ejes 1 y 6 con los ejes E, G y I (ver figura 18), y se incluyó 3 placas más de 3 m, dos en la intersección de los ejes 1 y 6 con el eje D y la otra de forma inclinada en el eje 6 entre los ejes B y C. Todo esto con la finalidad de tener placas distribuidas de la forma más simétrica posible y a la vez aumentar la rigidez de los ejes 1 y 6, de tal forma que se pueda disminuir en cierta medida la rigidez de los ejes 3 y 4 en el sentido de análisis X.

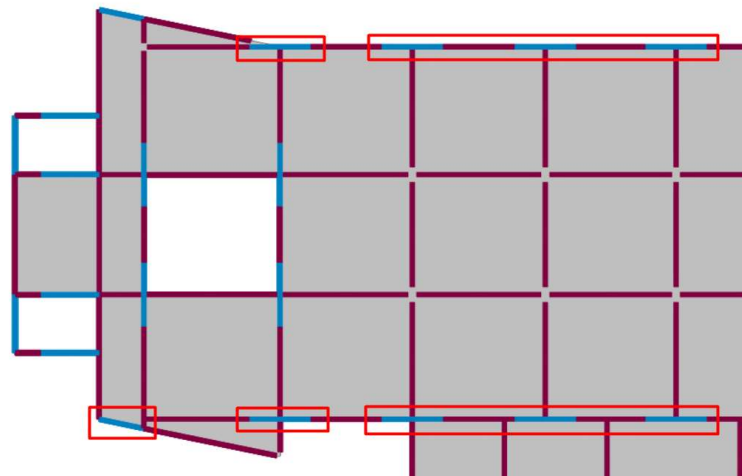


Figura 18. Aumento de longitud de placas en los ejes 1 y 6. Fuente propia.

Finalmente, se aumentó el peralte de las vigas de los ejes C, D, E, F, G, I, N y O a 75 cm, excepto los tramos comprendidos entre los ejes 3 y 4 de los ejes C, D, N y O en los cuales se redujo el peralte de las vigas a 50 cm para evitar un efecto de vigas de acople en esos tramos.

A partir del modelo planteado, se obtuvieron los nuevos modos fundamentales de vibración en cada dirección de análisis del edificio.

Periodos

Tabla 21. Modos fundamentales de vibración del modelo final. Fuente propia.

Periodo y masa participativa			
Modo	Periodo T (s)	Masa Participativa	
		UX (%)	UY (%)
1	0.363	1.83	72.86
2	0.344	66.65	2.83
3	0.303	8.43	0.60
4	0.177	0.00	0.04
5	0.100	0.04	4.19
6	0.099	1.13	11.42
7	0.093	14.49	1.56
8	0.081	1.33	0.47
9	0.052	0.06	2.81
10	0.047	3.89	0.43
11	0.040	0.86	2.44
12	0.032	1.18	0.22

De acuerdo con la tabla 21, se observa una mejor definición en los modos de vibrar de la estructura, se evidencia una mejora significativa en la definición del modo fundamental de vibración para el eje Y, ya que se pasa de tener dos modos con masas participativas muy similares al modo 1 con una masa efectiva predominante de 72.86%. Por otro lado, en el sentido de análisis X, se observa una disminución del porcentaje de masa participativa del modo 2 de 76.18% a 66.65% del modo predominante. Finalmente, los periodos quedan definidos con valores de 0.344 y 0.363 segundos para las direcciones de análisis X e Y respectivamente (ver figuras 19 y 20).

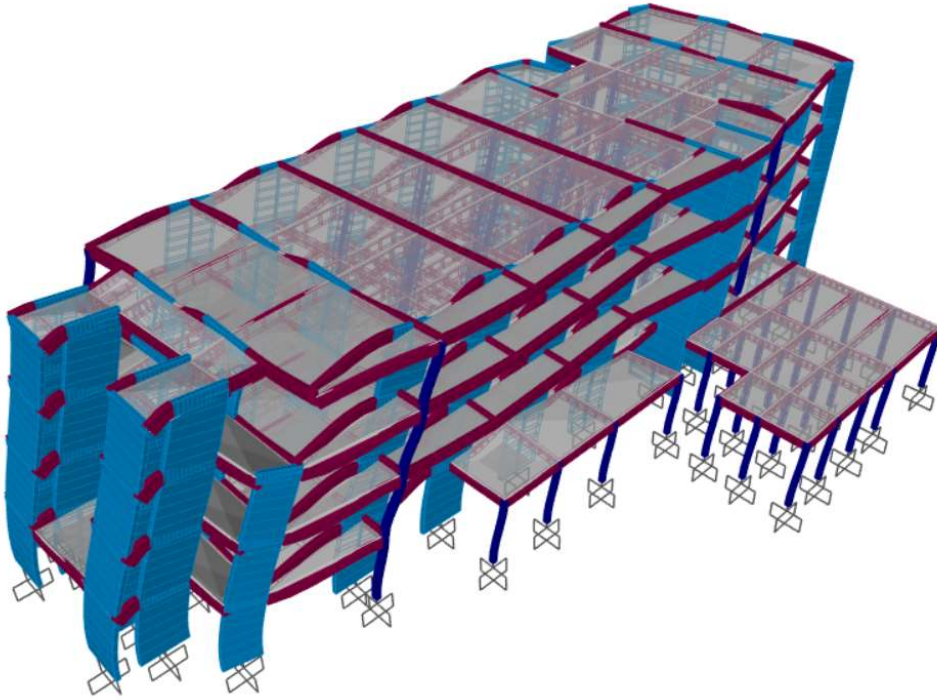


Figura 19. Modo fundamental de vibración en el eje X del modelo final. Fuente propia.

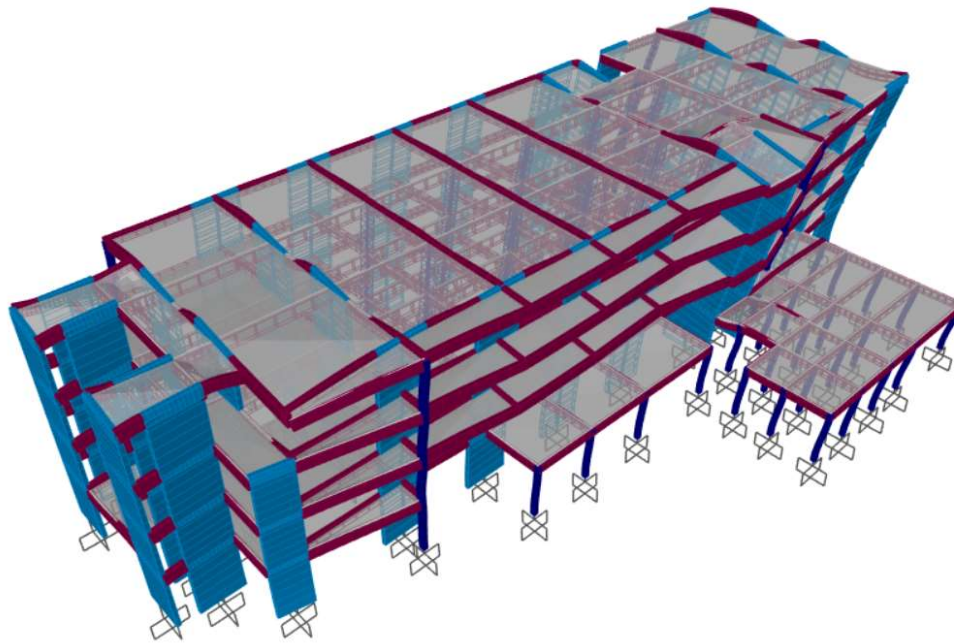


Figura 20. Modo fundamental de vibración en el eje Y del modelo final. Fuente propia.

Verificación de derivas

Se obtuvieron las derivas máximas elásticas de la estructura. Estas derivas laterales inelásticas se calcularán multiplicando por R los resultados del análisis elástico, de acuerdo con la dirección de análisis del sismo.

Tabla 22. Derivas permisibles del modelo final. Fuente propia.

Derivas permisibles				
Sismo X				
Deriva Elástica		Deriva Inelástica		Cumple
Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	
0.0005	0.0002	0.0024	0.0013	Si
0.0008	0.0004	0.0044	0.0024	Si
0.0008	0.0005	0.0045	0.0025	Si
0.0007	0.0004	0.0039	0.0022	Si
Sismo Y				
Deriva Elástica		Deriva Inelástica		Cumple
Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	
0.0001	0.0005	0.0004	0.0029	Si
0.0001	0.0010	0.0007	0.0052	Si
0.0001	0.0010	0.0007	0.0054	Si
0.0001	0.0009	0.0006	0.0046	Si

De acuerdo a la tabla 22, se verifica que las derivas máximas para los sentidos de análisis X e Y son 2.50 ‰ y 5.40 ‰ respectivamente, lo cual indica que se está cumpliendo con el requisito de derivas máximas que pide la Norma E.30 Diseño sismoresistente (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2017).

Verificación de irregularidades

- **Irregularidad torsional:**

Tabla 23. Análisis en X de irregularidad torsional del modelo final. Fuente propia.

Irregularidad torsional				
Sismo X				
Criterio 1				
Nivel	Desplazamiento Máximo (mm)	Δ Máxima inelástica	50% Δ permisible	Criterio 1
4	11.459	0.0039	0.0035	SI
3	8.607	0.0045	0.0035	SI
2	5.274	0.0044	0.0035	SI
1	2.040	0.0024	0.0035	NO
Criterio 2				
Nivel	Desplazamiento promedio (mm)	Δ Promedio inelástica	Factor	Criterio 2
4	10.156	0.0035	1.115	NO
3	7.597	0.0040	1.138	NO
2	4.668	0.0039	1.132	NO
1	1.813	0.0022	1.125	NO

Tabla 24. Análisis en Y de irregularidad torsional del modelo final. Fuente propia.

Irregularidad torsional				
Sismo Y				
Criterio 1				
Nivel	Desplazamiento Máximo (mm)	Δ Máxima inelástica	50% Δ permisible	Criterio 1
4	13.683	0.0046	0.0035	SI
3	10.242	0.0054	0.0035	SI
2	6.262	0.0052	0.0035	SI
1	2.434	0.0029	0.0035	NO
Criterio 2				
Nivel	Desplazamiento promedio (mm)	Δ Promedio inelástica	Factor	Criterio 2
4	11.928	0.0041	1.135	NO
3	8.895	0.0047	1.145	NO
2	5.418	0.0045	1.153	NO
1	2.097	0.0025	1.161	NO

A partir de las tablas 23 y 24, se verifica para el caso de análisis en X, que los valores tuvieron un ligero aumento de los factores en comparación con el análisis de irregularidades del primer modelo, sin embargo, se verifica que tampoco se presenta irregularidad torsional. Por otro lado, para el caso de análisis en Y, se aprecia que solamente la deriva máxima inelástica del primer nivel no supera el 50% del desplazamiento permisible, adicionalmente se verifica una reducción considerable en los factores de torsión, tal que se logró eliminar la irregularidad torsional en ese sentido de análisis.

- **Irregularidad de masa o peso:**

Se presenta esta irregularidad cuando el peso o masa de un entrepiso es mayor que 1,5 veces el valor correspondiente de un entrepiso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos. Se muestra a continuación la tabla correspondiente.

Tabla 25. Análisis en Y de irregularidad torsional del modelo final. Fuente propia.

Irregularidad de masa o peso				
Nivel	Peso (ton)	1.5 veces adyacente superior	1.5 veces adyacente inferior	Condición
4	1070.21		1637.03	NO APLICA
3	1091.35	1605.31	1641.28	NO
2	1094.19	1637.03	1977.16	NO
1	1318.11	1641.28		NO

Se verificar como era de esperarse, que no se presenta esta irregularidad.

- **Irregularidad por rigidez:**

Se da cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 70% del valor correspondiente en el entrepiso inmediato superior, o es menor que el 80% de la rigidez lateral de los tres niveles superiores adyacentes. Se presenta irregularidad extrema por rigidez si la rigidez lateral de un entrepiso es menor que 60% del valor correspondiente en el entrepiso inmediato superior, o que el 70% de la rigidez lateral de los tres niveles superiores adyacentes.

Tabla 26. Análisis de irregularidad por rigidez del modelo final. Fuente propia.

Irregularidad por rigidez						
Sismo X						
Nivel	Vi elástico (ton)	Desplazamiento relativo C.M. (mm)	ki (Ton/m)	70% piso superior	80% de los 3 pisos superiores	Condición
4	344.92	0.0026	134831			REGULAR
3	608.27	0.0029	207651	94381		REGULAR
2	779.65	0.0029	273043	145356		REGULAR
1	879.39	0.0018	485114	191130	164140	REGULAR
Sismo Y						
Nivel	Vi elástico (ton)	Desplazamiento relativo C.M. (mm)	ki (Ton/m)	70% piso superior	80% de los 3 pisos superiores	Condición
4	363.23	0.0030	119790			REGULAR
3	641.41	0.0035	184447	83853		REGULAR
2	820.43	0.0033	247070	129113		REGULAR
1	923.12	0.0021	440180	172949	147015	REGULAR

Según la tabla 26, se verifica que no se presenta esta irregularidad ya que no se supera ningún límite indicado en la norma.

En definitiva, se observa que es modelo estructural presenta un mejor comportamiento frente a las cargas sísmicas que actúan sobre la estructura, ya que cumple con las derivas máximas permisibles y no presenta irregularidades.

- **Verificación del sistema estructural:**

Se verificará si el sistema sismoresistente asumido es de muros de concreto armado, para ello se presenta la siguiente tabla con los datos extraídos del programa Sap2000 del análisis dinámico.

Tabla 27. Verificación del sistema estructural sismoresistente del modelo final. Fuente propia.

	Vx (ton)	%	Vy (ton)	%
Muros	848.10	96.44	853.03	92.41
Columnas	31.29	3.56	70.09	7.59
Total	879.39	100.00	923.12	100.00

Se verifica que, si se trata de un sistema estructural de muros estructurales, ya que las placas soportan más del 70% de la fuerza cortante, en este caso 96.44% y 92.41% para el sismo en X e Y respectivamente. Tal como se supuso en un comienzo.

- **Cortante basal dinámico:**

Finalmente, se obtuvieron los siguientes valores de fuerza cortante en la base para cada dirección del sismo, mediante el análisis por superposición modal realizado.

$$V_{xDin} = 879.39 \text{ ton}$$

$$V_{yDin} = 923.12 \text{ ton}$$

De esta manera, se obtienen los valores definitivos para el factor de reducción básico de fuerzas sísmicas y factores de irregularidades en ambos sentidos (ver tabla 28).

Tabla 28. Parámetros sísmicos del modelo final. Fuente propia.

Parámetros sísmicos definitivos	
Z	0.45
U	1.3
S	1
Tp	0.4
TL	2.5
Rxo	6
Ryo	6
Ia	1
Ip	0.9
Rx	5.4
Ry	5.4

3.3. Análisis estático

Se realiza el análisis estático de la estructura de acuerdo con el procedimiento establecido en la Norma Técnica E.030 Diseño sísmoresistente (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018). El peso sísmico de la estructura se calcula adicionando el 50% de la carga viva para pisos típicos y 25% de la carga viva para el último piso.

Fuerza basal estática

La fuerza cortante basal estática está determinada por la siguiente expresión:

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

Para hallar las fuerzas por cada nivel de entrepiso la norma propone la siguiente formula:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

Donde:

$$\alpha_i = \frac{P_i \cdot h_i^k}{\sum P_j \cdot h_j^k}$$

Finalmente se obtiene las fuerzas por cada nivel y la cortante basal total, tal cual se muestra en la tabla a continuación.

Tabla 29. Análisis estático del modelo final. Fuente propia.

Análisis Estático					
Sismo en X					
ZUCS/R	0.2708	C/R>=0.125	0.4630	k	1
Nivel	Peso	hi	Pi·(hi)^k	ai	Fi
4	1070.2	4	4280.8	0.092	113.96
3	2161.6	4	8646.2	0.186	230.17
2	3255.8	4	13023.0	0.280	346.69
1	4573.9	4.5	20582.4	0.442	547.93
Total	4573.9	∑Pi·(hi)^k	46532.4		
V	1238.8			∑	1238.75
Sismo en Y					
ZUCS/R	0.2708	C/R>=0.125	0.4630	k	1
Nivel	Peso	hi	Pi·(hi)^k	ai	Fi
4	1070.2	4	4280.8	0.092	113.96
3	2161.6	4	8646.2	0.186	230.17
2	3255.8	4	13023.0	0.280	346.69
1	4573.9	4.5	20582.4	0.442	547.93
Total	4573.9	∑Pi·(hi)^k	46532.4		
V	1238.8			∑	1238.75

3.4. Factor de escala

De acuerdo a la NTP E.030 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018), la fuerza cortante basal dinámica no puede ser menor que el 80% ni el 90% de la fuerza basal estática hallada para estructural regulares e irregulares respectivamente. A continuación, se presentan los factores de escala adoptados. Dado que se trata de una edificación irregular, el factor de escala se obtendrá con la siguiente expresión, los resultados se muestran en la tabla a continuación.

$$f = \frac{0.9 \cdot V_{\text{estático}}}{V_{\text{dinámico}}}$$

Tabla 30. Factores de escala análisis estático-dinámico. Fuente propia.

Fuerza Cortante	Ejes	
	Eje X	Eje Y
V estático	1238.75	1238.75
V dinámico	879.39	923.12
Factor	1.268	1.208

Los valores presentados anteriormente serán los necesarios para cumplir con los mínimos valores que exige la norma. Se escalarán las fuerzas internas para propósitos de diseño, más no los desplazamientos.

3.5. Desplazamiento máximo y junta sísmica

- **Separación entre edificios (s):**

Según la Norma, la distancia de separación entre edificios no será menor que:

- $s \geq 2/3 (\Delta_{\text{max1}} + \Delta_{\text{max2}})$ Δ : Desplazamiento máximo edificios adyacentes
- $s \geq 0.006 \cdot h \geq 3 \text{ cm}$

Como no se cuenta con los desplazamientos de edificaciones vecinas, y $h = 14.5 \text{ m}$, se tiene que la separación entre edificios será de 8.7 cm.

- **Separación al límite de la propiedad (SL):**

La estructura se encontrará separada de los límites de propiedad adyacentes a otras estructuras o a lotes de terrenos edificables una distancia no menor a:

- $S_L \geq 2/3 \cdot \Delta_{inelástico} = 2/3 \cdot (1.1459 \cdot 0.85 \cdot 5.4) = 3.506 \text{ cm.}$ (Sismo en X)
- $S_L \geq 2/3 \cdot \Delta_{inelástico} = 2/3 \cdot (1.3683 \cdot 0.85 \cdot 5.4) = 4.187 \text{ cm.}$ (Sismo en Y)
- $S_L \geq s/2 = 4.35 \text{ cm.}$

Por tanto, la estructura deberá estar separada del límite de la propiedad un valor de 4.35 cm en los ejes X e Y.



CAPITULO 4: DISEÑO DE ELEMENTOS

En este capítulo se realizará el diseño por flexión y cortante o flexocompresión y cortante de los elementos estructurales del edificio, de tal forma que una eventual falla estructural que se pueda presentar a causa de un sismo severo sea dúctil y no frágil. Para ello, debemos proporcionar a dichos elementos mayor resistencia a la fuerza cortante que al momento flector, de tal manera que el elemento pueda fallar por flexión antes que por cortante. Se hace el diseño de los elementos presentados en este capítulo bajo los criterios adoptados en La Norma Técnica E.060 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009).

4.1. Diseño de losas aligeradas

Las losas macizas son elementos que trabajan a flexión y corte, por ende, será necesario verificar que la cantidad de acero a dimensionar sea la suficiente como para cumplir los criterios que exige la norma para los momentos flectores y fuerzas cortantes obtenidas del modelo. Las losas aligeradas constan de viguetas de concreto armado de sección T espaciadas cada 40 cm, y son de 20 o 17 cm de espesor, según la ubicación y las cargas que soportará la losa. A manera de ejemplo, se presenta el diseño de la losa aligerada de 20 cm ubicada entre los ejes B y C.

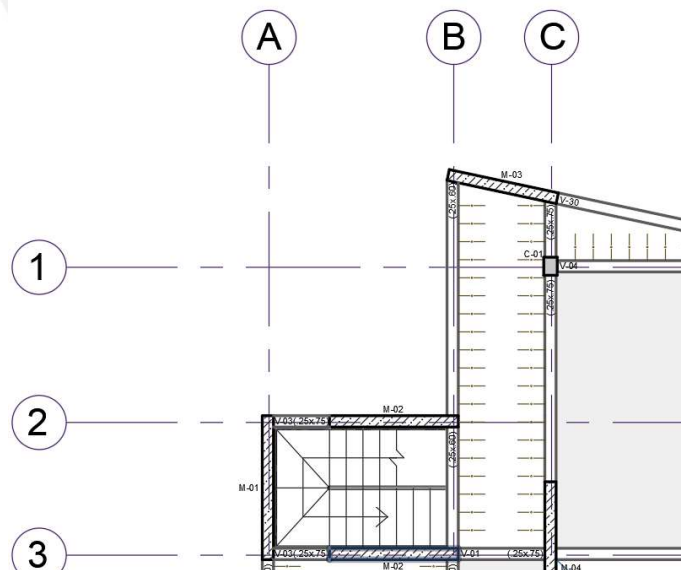


Figura 21. Losa aligerada a diseñarse. Fuente propia.

4.1.1. Fuerzas internas

Con los datos presentados en el capítulo 1 (cargas a utilizar), se procede a realizar el metrado de cargas para obtener las cargas ultimas de diseño. El diseño de las losas se realiza bajo condiciones ultimas, según la combinación de carga de acuerdo con la Norma Técnica E.060 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009).

- $U = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$

Datos:

- Peso específico de la losa (20 cm) = 0.30 Ton/m^2
- Peso del piso terminado = 0.10 Ton/m^2
- Carga viva sobre las losas (oficinas) = 0.25 Ton/m^2

Resultados:

$$CM = \text{Peso propio} + P. \text{ piso terminado} = 0.30(0.40) + 0.10(0.40) = 0.16 \text{ Ton/m}$$

$$CV = S/C = 0.25(0.40) = 0.10 \text{ Ton/m}$$

$$W_s = 0.260 \text{ Ton/m}$$

$$W_u = 1.4(0.16) + 1.7(0.10) = 0.394 \text{ Ton/m}$$

Se realizó el análisis de las losas con el programa Sap2000, se modela las viguetas de las losas considerando que se encuentran simplemente apoyadas al lado izquierdo por no existir continuidad, y empotrado al lado derecho debido a la continuidad de momento negativo hacia la losa maciza. Se presenta los diagramas de fuerza cortante y momento flector obtenidos.

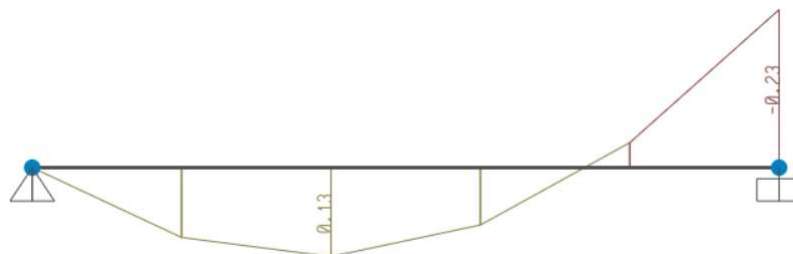


Figura 22. Diagrama de momentos flectores bajo cargas ultimas para losa aligerada. Fuente propia.

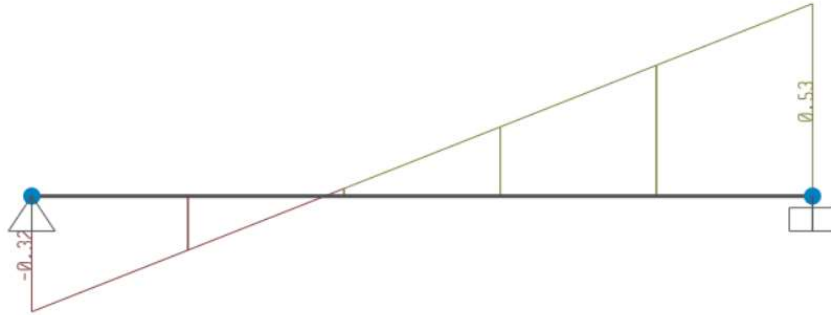


Figura 23. Diagrama de fuerzas cortantes bajo cargas ultimas para losa aligerada. Fuente propia.

4.1.2. Acero máximo y mínimo

Acero mínimo:

- **Acero mínimo negativo:**

La Norma Técnica E.060 ((Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009) exige que la sección debe contar con una cantidad de acero mínima necesaria para satisfacer la siguiente condición.

$$1.2 \cdot M_{cr} \geq \phi M_n$$

Se sabe que:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_c}$$

Donde:

- M_{cr} : Momento de agrietamiento de la sección bruta
- f_r : Resistencia del concreto a tracción por flexión (módulo de rotura)
- I_g : Momento de inercia de la sección no agrietada
- Y_c : Centro de inercia

$$M_{cr} = \frac{33.47 \cdot 11800.60}{13.21} = 29886.10 \text{ kg.cm}$$

Finalmente, igualando:

$$1.2 \cdot M_{cr} = \phi M_n$$

$$1.2 \cdot M_{cr} = 0.9 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$1.2 \cdot 29886.10 = 0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 10 \cdot a \cdot \left(17 - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = 1.015 \text{ cm}$$

Entonces:

$$T = C$$

$$A_s^{\text{mínimo}} \cdot f_y = 0.85 \cdot 210 \cdot 1.015 \cdot 10$$

$$As^-_{\text{mínimo}} = 0.58 \text{ cm}^2$$

- **Acero mínimo positivo:**

Para secciones rectangulares y secciones T con el ala en compresión, el acero mínimo se puede calcular con la siguiente formula.

$$As^+_{\text{mínimo}} = 0.7 \cdot \frac{\sqrt{f'c}}{fy} \cdot bw \cdot d = 0.7 \cdot \frac{\sqrt{280}}{4200} \cdot 10 \cdot 17 = 0.47 \text{ cm}^2$$

Acero máximo:

La Norma especifica que se debe contar con una cantidad de acero máximo, la cual no debe ser mayor al 75% de la cantidad del acero balanceado. El acero balanceado se obtiene cuando el concreto y el acero llegan a su deformación de fluencia (ϵ_c y ϵ_y) al mismo tiempo, obteniéndose un valor de $c = 0.588d$ (ver figura 24).

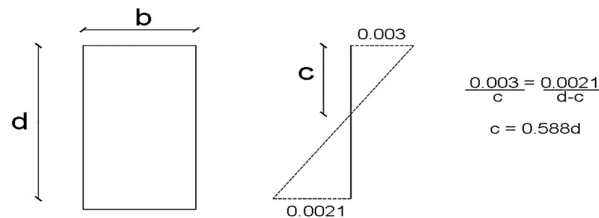


Figura 24. Esquema de cálculo de acero balanceado. Adaptado de “Apuntes del curso de Concreto Armado 1”

Donde:

$$fy \cdot Asb = \beta_1 \cdot f'c \cdot (a \cdot b) = \beta_1 \cdot f'c \cdot (0.85 \cdot c \cdot b)$$

$$Asb = 0.85 \cdot f'c \cdot (0.85 \cdot 0.588 \cdot d \cdot b) / fy$$

Finalmente se obtiene:

$$Asb^- = 4.82 \text{ cm}^2$$

$$Asb^+ = 13.32 \text{ cm}^2$$

$$As^-_{\text{máximo}} = 0.75 \cdot Asb^- = 3.61 \text{ cm}^2$$

$$As^+_{\text{máximo}} = 0.75 \cdot Asb^+ = 9.99 \text{ cm}^2$$

4.1.3. Diseño por flexión

Se calcula la cantidad de acero necesario que debe tener la sección tal que la resistencia del elemento sea mayor a las cargas ultimas que soporta, para ello se tendrá que igualar los momentos últimos presentados con los momentos nominales de cada sección.

$$M_u = \phi M_n = 0.9 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Una vez obtenido el valor de a, se calcula el acero requerido.

$$A_{s_{\text{requerido}}} = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y}$$

Se presenta a continuación los valores obtenidos para el diseño de la losa aligerada.

Tabla 31. Diseño por flexión de losa aligerada. Fuente propia.

Diseño por flexión					
Mu (kg.cm)	As requerido (cm ²)	As mínimo (cm ²)	As colocado	Mn (kg.cm)	Resistencia %
- 23000	0.365	0.58	1 Ø 3/8"	43943.4	191.06%
+ 13000	0.203	0.47	1 Ø 8mm	31921.6	245.55%

Se observa que las demandas de acero son mínimas, sin embargo, se coloca la cantidad de acero mínimo para momento negativo y positivo.

4.1.4. Diseño por corte

Se debe verificar la resistencia a las fuerzas de corte del concreto, esta debe ser mayor a la fuerza cortante última obtenida anteriormente. Para losas aligeradas que cumplan con lo dispuesto en el artículo 9.9 de la Norma, la resistencia al corte del concreto se obtiene de la siguiente expresión.

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 1.1 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 1.1 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 10 \cdot 17 = 1.22 \text{ ton}$$

Del cálculo de fuerza internas, se obtuvo un valor máximo de 0.53 ton de fuerza cortante sobre la losa, por tanto, no se requiere realizar ensanches en la losa aligerada ya que el concreto tiene capacidad suficiente para soportar la fuerza cortante aplicada.

4.1.5. Control de fisuraciones

Las fisuras en un elemento de concreto armado sometido a flexión son inevitables, estas aparecen cuando el esfuerzo en tracción del concreto es superado

bajo condiciones de servicio. Para ello es necesario determinar una adecuada distribución del acero en las zonas de tracción máximas.

La Norma específica que para controlar el ancho de las grietas ocasionadas por efectos de flexión se deberá distribuir el refuerzo por tracción en las zonas de máximo esfuerzo por tracción. El esfuerzo generado bajo condiciones de servicio y su distribución deberá ser tal que se obtenga un valor menor o igual que 26 KN/mm para el parámetro Z. Para ello se deberá calcular el valor del parámetro Z de acuerdo con el siguiente procedimiento.

$$Z = f_s \sqrt{d_c \cdot A_{ct}}$$
$$f_s = M_s / (0.9 \cdot d \cdot A_s)$$
$$A_{ct} = 2 \cdot y_s \cdot b / N^{\circ} \text{barras}$$

Donde:

- f_s : esfuerzo en el acero, el cual se puede estimar como:
- M_s : momento flector medido en condiciones de servicio.
- d : peralte efectivo de la sección.
- A_s : área del acero en tracción.
- A_{ct} : área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo en tracción
- d_c : espesor del recubrimiento medido desde la fibra extrema en tracción hacia el centro del refuerzo por tracción.
- y_s : centroide del refuerzo en tracción.
- b : ancho de la sección.

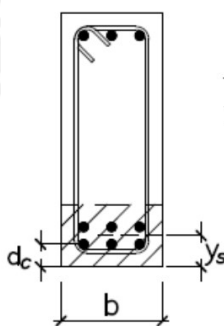


Figura 25. Área efectiva del concreto en tracción. Adaptado de “Apuntes del curso de Concreto Armado 1”

Tomado de “Norma Técnica E.030 Diseño Sismoresistente”, por Ministerio de Construcción y Vivienda (Perú), 2018.

Se tiene el siguiente diagrama de momento flector debido a cargas de servicio.

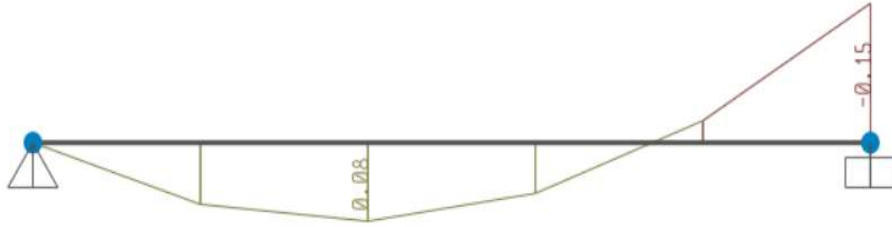


Figura 26. Diagrama de momentos flectores bajo cargas de servicio para losa aligerada. Fuente propia.

Finalmente, con los datos obtenidos se tiene la siguiente tabla resumen.

Tabla 32. Control de fisuraciones en losa aligerada. Fuente propia.

Parámetros	Momento máximo positivo	Momento máximo negativo
b (cm)	10.00 cm	40.00 cm
d (cm)	17 cm	17 cm
As (cm ²)	0.50	0.71
Ms (ton.m)	0.08	0.15
ys (cm)	3.00 cm	3.00 cm
Nº barras	1	1
dc (cm)	3.00 cm	3.00 cm
fs (kg/cm ²)	1045.75	1380.83
Act (cm ²)	60	240
Z (kg/cm)	5904.54	12376.15
Zmax	26000	26000
Z < Zmax	Ok	Ok

Se observa que se cumple con el criterio establecido por la Norma en su artículo 9.9.

4.1.6. Acero por temperatura

El refuerzo por contracción de fragua y/o cambios de temperatura en la losa superior de 5 centímetros se calculó en función de la cuantía mínima indicada por la Norma E.060, según los artículos 9.7.2 y 9.7.3. Los cuales indican los siguientes puntos.

Espaciamiento máximo:

- $\leq 5 \cdot h_{losa} = 5 \cdot 0.05 = 25 \text{ cm}$
- $\leq 40 \text{ cm}$

Refuerzo por temperatura, relaciones mínimas de área de la armadura a área de la sección total de concreto.

- Área mínima = $0.0018 \cdot (100 \cdot 5) = 0.90 \text{ cm}^2$

Por lo tanto, se opta por una distribución de: $\text{Ø}8 \text{ mm @ } 0.25 \text{ m}$; ya que el espaciamiento máximo es de 25 cm.

4.1.7. Armado de losa aligerada

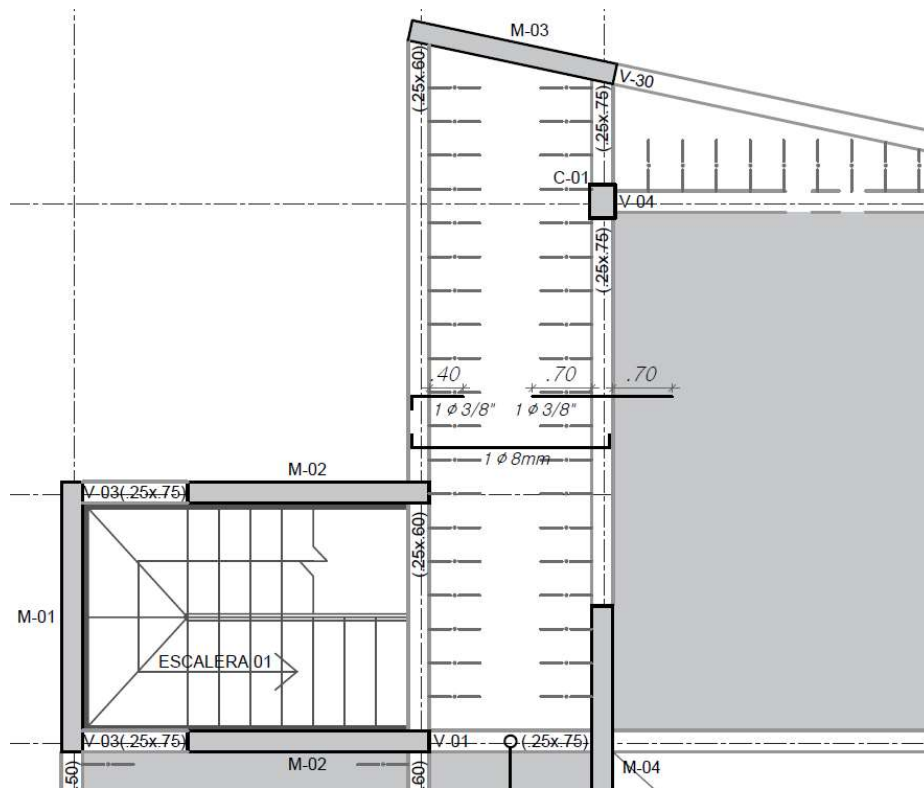


Figura 27. Armado de refuerzo para losa aligerada. Fuente propia.

4.2. Diseño de losas macizas

Las losas macizas son elementos que trabajan a flexión y corte, por ende, será necesario verificar que la cantidad de acero a dimensionar sea la suficiente como para cumplir los criterios que exige la norma para los momentos flectores y fuerzas cortantes obtenidas del modelo.

Se presenta como ejemplo el diseño de un paño de losa maciza de 20 cm de espesor (ver figura 28) ubicado entre los ejes E, G, 3 y 4, para el diseño de la losa maciza se utilizará un método diferente para el cálculo de las fuerzas internas al usado para el diseño

de losas aligeradas. Se verifica también, que estas losas trabajaran en dos direcciones, ya que cuentan con una relación entre luces menores a 2.

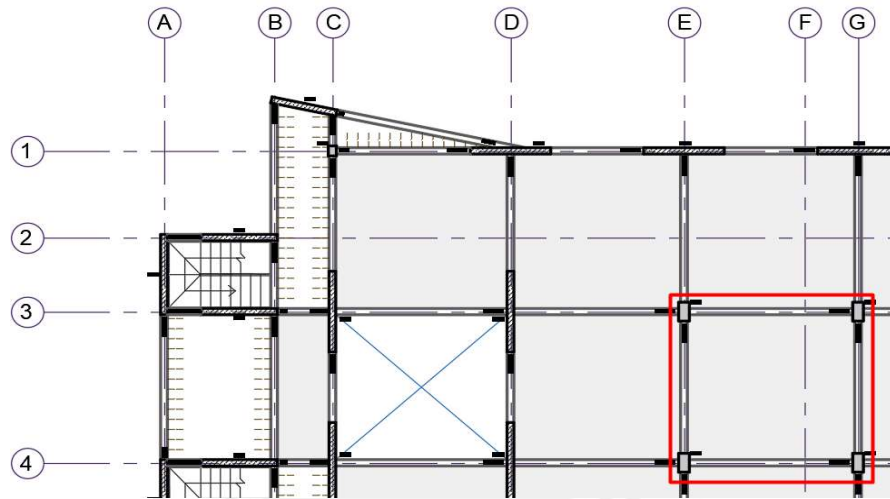


Figura 28. Paño de losa maciza a diseñar. Fuente propia.

4.2.1. Fuerzas internas

De acuerdo con las cargas definidas en el primer capítulo de la presente tesis, se determinó 0.3 ton/m² como sobrecarga para los paños ubicados en esa zona (zona de lectura), también se usarán las cargas definidas para el peso propio y el piso terminado de la losa.

Se elaboró un modelo en base a elementos finitos FEM, mediante el uso del software Sap2000, para poder hallar las fuerzas internas sobre la losa a diseñar. Se modeló las losas macizas con el espesor real y con un material de concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ sin peso, para posteriormente añadirle cargas distribuidas por unidad de área por peso propio, acabados y carga viva, también se considera restricciones del tipo apoyo simple en los bordes de las losas. El diseño de las losas se realiza bajo condiciones últimas, según la combinación de cargas de acuerdo con la Norma Técnica E.060 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009).

- $U = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$

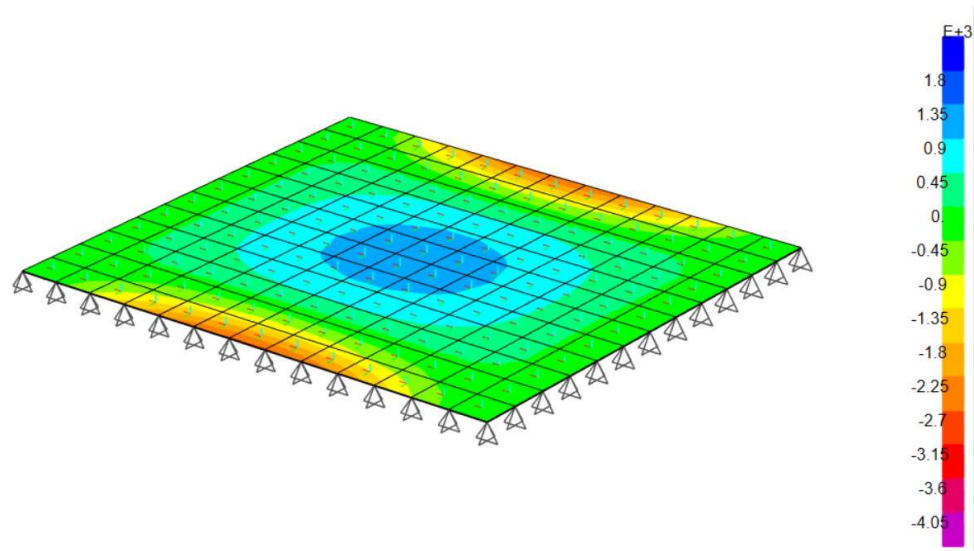


Figura 29. Momentos últimos sobre losa maciza a diseñar. Fuente propia.

4.2.2. Acero máximo y mínimo

Acero mínimo:

La Norma establece la relación mínima de área de la armadura a área de la sección total de concreto con un valor de 0.0018. A su vez, cuando el acero de refuerzo por flexión se distribuya en las dos caras de la losa, se deberá cumplir que la relación área de acero a área de la sección total en la cara en tracción no sea menor de 0,0012.

$$A_{\text{mínimo}} = 0.18 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{mínimo}} = 0.12 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 20 = 2.40 \text{ cm}^2$$

Acero máximo:

La Norma especifica que se debe contar con una cantidad de acero máximo, la cual no debe ser mayor al 75% de la cantidad del acero balanceado. El acero balanceado se obtiene cuando el concreto y el acero llegan a su deformación de fluencia (ϵ_{cu} y ϵ_y) al mismo tiempo, obteniéndose un valor de $c = 0.588d$.

$$A_{s_{\text{máximo}}} = 0.75 \cdot A_{sb}$$

Donde:

$$A_{sb} = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot c \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0.85 \cdot 280 \cdot 0.85 \cdot 0.588 \cdot 17 \cdot 100}{4200} = 48.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{máximo}}} = 0.75 \cdot A_{sb} = 36.13 \text{ cm}^2$$

4.2.3. Diseño por flexión

Cálculo del acero requerido, para ello se tendrá que igualar los momentos últimos presentados con los momentos nominales de cada sección.

$$M_u = \phi M_n = 0.9 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Una vez obtenido el valor de a, se calcula el acero requerido.

$$A_{s_{requerido}} = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y}$$

Se presenta a continuación dos tablas con los valores obtenidos para el diseño de la losa maciza considerada para cada dirección.

Tabla 33. Diseño por flexión de losa maciza en la dirección X. Fuente propia.

Diseño por flexión dirección X						
Zona	Mu (kg.cm)	As requerido (cm ²)	As mínimo (cm ²)	As colocado	Mn (kg.cm)	Resistencia %
Apoyo izquierdo	- 260016	4.17	3.60	1 Ø 3/8" @.25 m + 1 Ø 3/8" @.50 m	267695	102.95 %
Centro de la luz	+ 94351	0.35	2.40	1 Ø 3/8" @.20 m	179809	190.57 %
Apoyo derecho	- 248547	3.98	3.60	1 Ø 3/8" @.25 m + 1 Ø 3/8" @.50 m	267695	107.70 %

Tabla 34. Diseño por flexión de losa maciza en la dirección Y. Fuente propia.

Diseño por flexión dirección Y						
Zona	Mu (kg.cm)	As requerido (cm ²)	As mínimo (cm ²)	As colocado	Mn (kg.cm)	Resistencia %
Apoyo izquierdo	- 271137	4.35	3.60	1 Ø 3/8" @.25 m + 1 Ø 8 mm @.25 m	267695	102.95 %
Centro de la luz	+ 110988	0.41	2.40	1 Ø 3/8" @.20 m	179809	190.57 %
Apoyo derecho	- 282950	4.55	3.60	1 Ø 3/8" @.25 m + 1 Ø 8 mm @.25 m	267695	107.70 %

4.2.4. Diseño por corte:

Por otro lado, se debe verificar la resistencia a las fuerzas de corte del concreto, esta debe ser mayor a la fuerza cortante última obtenida anteriormente.

La resistencia al corte del concreto se obtiene de la siguiente expresión.

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \\ \phi V_c &= 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot 17 = 12.81 \text{ ton}\end{aligned}$$

Del modelo se puede extraer una fuerza cortante máxima de 2.70 ton actuando en la dirección de análisis Y. Por tanto, se verifica que la sección tiene capacidad suficiente para soportar las fuerzas de corte.

4.2.5. Control de deflexiones

Según la Norma E.060 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009), los elementos estructurales de concreto armados que se encuentren sometidos a cargas de flexión deberán ser diseñados de tal forma que cuenten con una rigidez adecuada, con el objetivo de limitar la deformación que pudiesen comprometer el correcto funcionamiento de la estructura y la resistencia de la misma bajo condiciones de servicio. Adicionalmente, debido a que las losas soportan una sobrecarga elevada y presenta luces considerables, se deberá realizar el análisis de deflexiones y verificar que no superen las máximas deflexiones permitidas por la Norma.

La Norma en mención, simplifica el cálculo de las deflexiones, asumiendo un valor para la inercia efectiva, asignándole el menor valor posible (sección completamente agrietada), de acuerdo con las siguientes condiciones.

$$\begin{aligned}M_a > M_{cr} & \quad I_{ef} = I_{cr} \\ M_a < M_{cr} & \quad I_{ef} = I_g\end{aligned}$$

Donde:

- I_{ef}: Inercia efectiva.
- I_g: Momento de inercia de la sección bruta
- I_{cr}: Momento de inercia de la sección agrietada.
- M_a: Momento máximo actuante bajo cargas de servicio en la sección que se evalúa I_{ef} y la deflexión.

$$I_g = \frac{b \cdot h^3}{12} = 66666.67 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t} = \frac{33.47 \cdot 66666.67}{20/2} = 223109.34 \text{ kg/cm}^2$$

Para cada sección en la que actúan los momentos máximos (izquierda, derecha y al centro de la luz de la vigueta), se procede a determinar el momento de inercia de la sección bruta, la ubicación del eje neutro (c) y el momento de inercia de la sección agrietada. Para ello se utilizarán las siguientes formulas.

$$b \cdot c^2 + (n-1) \cdot A' s \cdot (c-d') = n \cdot A s \cdot (d-c)$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot c^3 + (n-1) \cdot A' s \cdot (c-d')^2 + n \cdot A s \cdot (d-c)^2$$

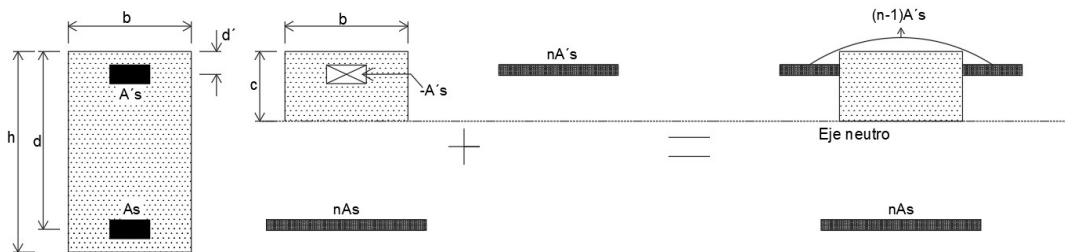


Figura 30. Sección transformada agrietada. Adaptado de “Apuntes del curso de Concreto Armado 1”

Se presenta a continuación los resultados para el sentido de análisis más desfavorable.

Tabla 35. Propiedades de la sección transformada agrietada de la losa maciza en el sentido de análisis Y. Fuente propia.

Zona	As en tracción	As' en compresión	Eje neutro (c)	I _{cr}
Apoyo izquierdo	4.84 cm ²	2.84 cm ²	3.07 cm	8436.88 cm ⁴
Centro de la luz	2.84 cm ²	2.84 cm ²	2.59 cm	5281.46 cm ⁴
Apoyo derecho	4.84 cm ²	2.84 cm ²	3.07 cm	8436.88 cm ⁴

$$I_{cr} = \frac{I_{cri}^- + I_{crd}^- + 2 \cdot I_{cr}^+}{4} = 6859.17 \text{ cm}^4$$

De manera similar, se determinó del modelo un momento máximo por cargas de servicio en el centro de la luz de la losa igual a 74284 kg/cm², por tanto:

$$I_{ef} = I_g$$

Finalmente, con los parámetros obtenidos, se procede al cálculo de las deflexiones en la losa, para hallar las deflexiones inmediatas se usa las expresiones conocidas de resistencia de materiales para deflexiones elásticas, los momentos por carga muerta y carga viva son obtenidos del modelo.

Deflexiones inmediatas:

$$\Delta i_{cm} = \frac{5}{48} \cdot \frac{L_n^2}{E \cdot I_{ef}} \cdot (M_{cl} - 0.1 \cdot (M_i + M_d)) = \frac{5}{48} \cdot \frac{L_n^2}{E \cdot I_{ef}} \cdot (0.49 - 0.1 \cdot (1.10 + 1.20)) = 0.053 \text{ cm}$$

$$\Delta i_{cv} = \frac{5}{48} \cdot \frac{L_n^2}{E \cdot I_{ef}} \cdot (M_{cl} - 0.1 \cdot (M_i + M_d)) = \frac{5}{48} \cdot \frac{L_n^2}{E \cdot I_{ef}} \cdot (0.25 - 0.1 \cdot (0.60 + 0.62)) = 0.026 \text{ cm}$$

$$\Delta i_{30\%cv} = 0.016 \text{ cm}$$

Deflexiones diferidas:

Se da debido al creep y la retracción plástica del concreto, y se calcula en función de la carga muerta y una fracción de la carga viva que se estima que actuara a lo largo del tiempo. Adicionalmente, se requiere conocer los siguientes parámetros.

$$\lambda = \frac{\varepsilon}{1 + 50 \cdot p'} = \frac{2}{1 + 50 \cdot 0.142} = 1.867$$

Donde:

- ε : Parámetro en función de la duración de la carga aplicada en el elemento (2 para cargas con una duración de 5 años a más sobre el edificio).
- p' : Cuantía de acero en compresión.

Resultados obtenidos:

$$\Delta d_{cm} = \Delta i_{cm} \cdot \lambda = 0.099 \text{ cm}$$

$$\Delta d_{30\%cv} = \Delta i_{30\%cv} \cdot \lambda = 0.015 \text{ cm}$$

Deflexiones totales:

$$\Delta t = \Delta i_{cm} + \Delta i_{30\%cv} + \Delta d_{cm} + \Delta d_{30\%cv} = 0.66 \text{ cm}$$

$$\Delta t_{max} = \Delta i_{cm} + \Delta i_{cv} + \Delta d_{cm} + \Delta d_{30\%cv} = 0.73 \text{ cm}$$

máxima sin que el acero haya llegado a la fluencia, esta falla es iniciada por el aplastamiento de concreto y ocurre de manera explosiva y sin previo aviso.

Como ejemplo se muestra el diseño por flexión y fuerza cortante para la viga V-24 ubicada en el eje G, esta viga trabaja tanto a cargas de gravedad como bajo cargas sísmicas.

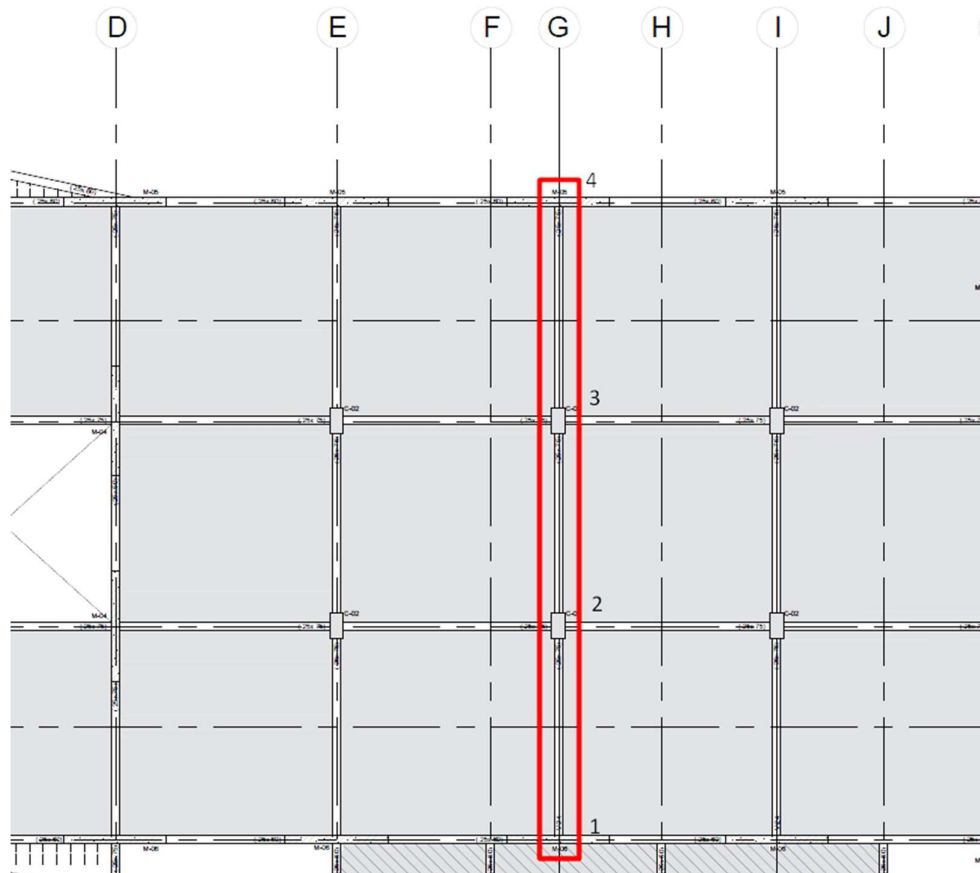


Figura 32. Viga a diseñar. Fuente propia.

Se define 4 apoyos de abajo hacia arriba con un total de 3 tramos de viga.

4.3.1. Fuerzas internas

Del modelo realizado, se puede extraer las fuerzas internas que actúan sobre la viga a diseñar, se muestra a continuación las combinaciones de carga de acuerdo con la Norma Técnica E.060 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009) utilizadas para obtener la envolvente momentos flectores para el diseño por flexión.

- $U = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$

- $U = 1.25 \cdot (CM + CV) \pm CS$
- $U = 0.9 \cdot CM \pm CS$

Para el diseño por fuerza cortante y capacidad, se necesita los valores de fuerza cortante de la envolvente de cargas de las combinaciones mostradas anteriormente, pero con un factor de 2.5 para los valores de sismo.

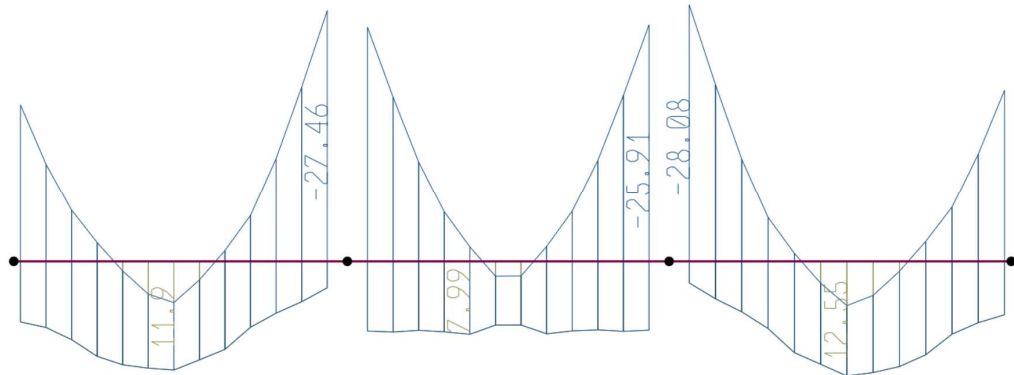


Figura 33. Diagrama de momentos flectores de envolvente de cargas de la viga a diseñar. Fuente propia.

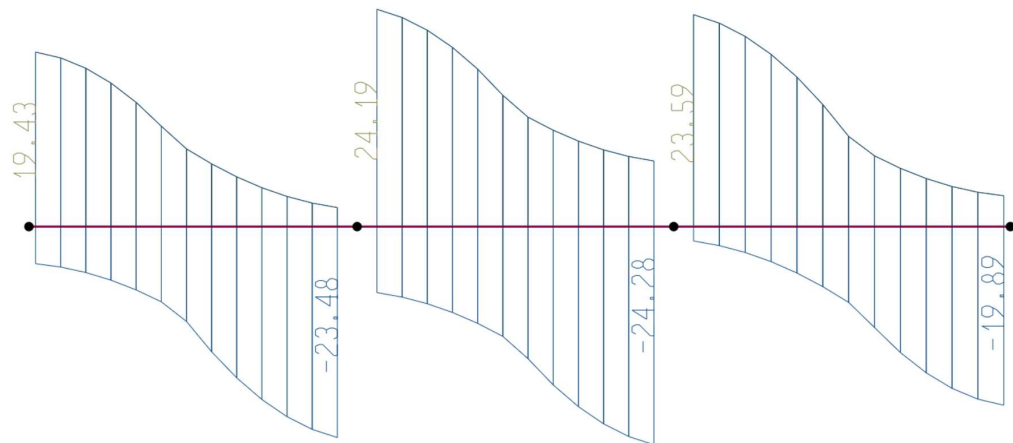


Figura 34. Diagrama de fuerzas cortantes de envolvente de cargas con un factor de 2.5 para cargas de sismo de la viga a diseñar. Fuente propia.

Se presentan también los momentos debido a carga muerta y viva para los tres tramos de la viga, estos momentos son necesarios para el control de deflexiones y fisuración.

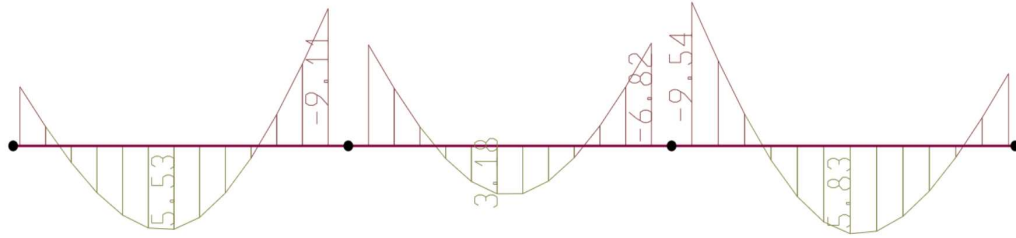


Figura 35. Diagrama de momentos flectores debido a carga muerta de la viga a diseñar. Fuente propia.

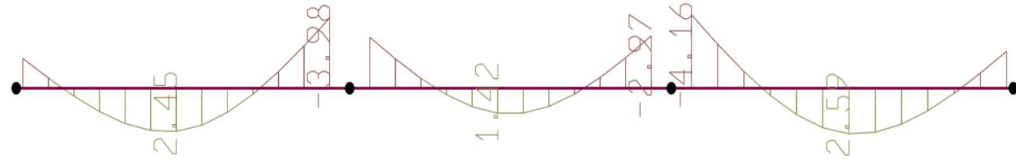


Figura 36. Diagrama de momentos flectores debido a carga muerta de la viga a diseñar. Fuente propia.

4.3.2. Acero máximo y mínimo

Acero mínimo:

El refuerzo por tracción de las secciones rectangulares no será menor del resultado de la siguiente fórmula.

$$A_{s_{\text{mínimo}}}^+ = 0.22 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d = 0.22 \cdot \frac{\sqrt{280}}{4200} \cdot 25 \cdot 71 = 4.95 \text{ cm}^2$$

Acero máximo:

Se debe contar con una cantidad de acero máximo, la cual no debe ser mayor al 75% de la cantidad del acero balanceado. El acero balanceado se obtiene cuando el concreto y el acero llegan a su deformación de fluencia (ϵ_{cu} y ϵ_y) al mismo tiempo, obteniéndose un valor de $c = 0.588d$.

$$A_{s_{\text{máximo}}} = 0.75 \cdot A_{sb}$$

Donde:

$$A_{sb}^- = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0.85 \cdot 280 \cdot 0.85 \cdot 0.588 \cdot 69 \cdot 25}{4200} = 50.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{máximo}}} = 0.75 \cdot A_{sb} = 37.72 \text{ cm}^2$$

4.3.3. Diseño por flexión

El diseño por flexión consiste en calcular el acero requerido tal que la sección una resistencia mayor a los momentos últimos mostrados en la definición de fuerzas internas. Por tanto, se debe cumplir:

$$M_u = \phi M_n = 0.9 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Una vez obtenido el valor de a, se calcula el acero requerido.

$$A_{s_{requerido}} = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y}$$

Se debe tener en cuenta que, en cualquier cara de un nudo la resistencia a momento positivo debe ser mayor o igual que un tercio de la resistencia a momento negativo proporcionado en la misma cara. A su vez, tanto la resistencia a momento negativo como a momento positivo en cualquier punto a lo largo del elemento no debe ser menor a un cuarto de la máxima resistencia suministrada en cualquiera de las dos caras de los nudos. Se presenta a continuación los valores obtenidos para el diseño de la viga seleccionada en cada uno de sus tramos.

Tabla 36. Diseño por flexión para momentos negativos de viga. Fuente propia.

Diseño por flexión para momentos negativos						
Apoyo	Mu (ton.m)	As requerido (cm ²)	As mínimo (cm ²)	As colocado	Mn (ton.m)	Resistencia %
1	- 17.43	6.72	4.95	3 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	18.86	108.18 %
2	- 27.30	10.75	4.95	3 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2"	28.29	103.63 %
3	- 28.31	11.17	4.95	6 Ø 5/8"	30.28	106.98 %
4	- 18.00	6.95	4.95	3 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	18.86	104.76 %

Tabla 37. Diseño por flexión para momentos positivos de viga. Fuente propia.

Diseño por flexión para momentos positivos						
Apoyo	Mu (ton.m)	As requerido (cm ²)	As mínimo (cm ²)	As colocado	Mn (ton.m)	Resistencia %
1	+ 11.92	4.54	4.95	4 Ø 1/2"	13.49	113.20 %
2	+ 8.10	3.07	4.95	4 Ø 1/2"	13.49	166.58 %
3	+ 12.54	4.79	4.95	4 Ø 1/2"	13.49	107.60 %

4.3.4. Diseño por corte

El diseño por corte se hace considerando un análisis por capacidad, La Norma E.060 Diseño Sismoresistente (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009), señala que el diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en la siguiente ecuación.

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$$V_n = V_c + V_s$$

Cálculo de fuerza cortante última

El numeral 21.4. de la norma en mención especifica el procedimiento para calcular la fuerza cortante de diseño V_u para vigas que resistan efectos sísmicos, de tal forma que la fuerza cortante última de diseño (V_u) no sea menor que el menor valor obtenido en los puntos a) y b).

- a) V_u será igual a la suma de la fuerza cortante asociada a los momentos nominales (M_n) en cada extremo restringido de la luz libre del elemento y de la fuerza cortante isostática calculada para cargas de gravedad amplificadas.
- b) V_u será igual al máximo valor obtenido de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación sísmico igual a 2.5.

Para el inciso (a), la Norma especifica:

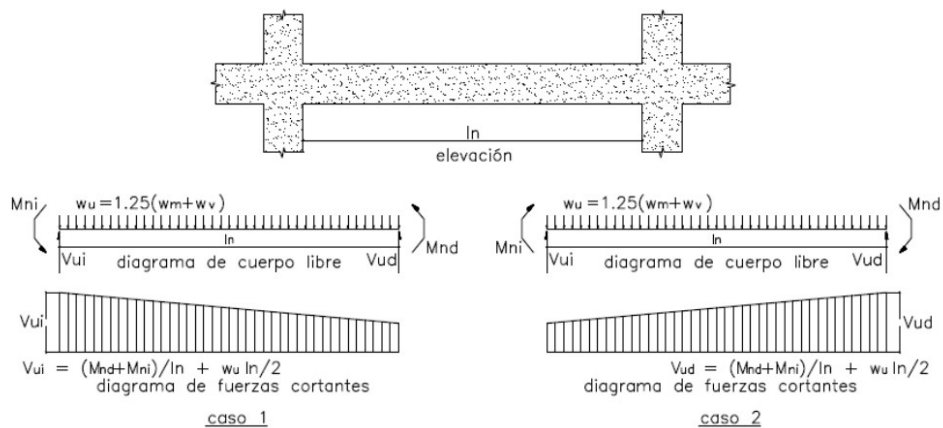


Figura 37. Fuerza cortante de diseño para vigas.

Tomado de “Norma Técnica E.060 Concreto armado, por Ministerio de Construcción y Vivienda (Perú), 2009.

Como ejemplo se muestra el procedimiento para hallar la fuerza cortante de diseño del tramo más desfavorable (tramo 2-3), el cual tiene una luz libre de 5.63 m.

- **Según inciso a):**

Carga distribuida ultima:

$$W_m = P_{\text{propio}} + P_{\text{losas+p.term.}} + P_{\text{tabique}} = (2.4 \cdot 0.25 \cdot 0.75) + (0.58 \cdot 6.18) + (1.8 \cdot 0.15 \cdot 4) = 5.12 \text{ ton/m}$$

$$W_v = SC_{\text{zona de lectura}} = (0.3 \cdot 6.43) = 1.93 \text{ ton/m}$$

$$W_u = 1.25(W_m + W_v) = 8.82 \text{ ton/m}$$

Momentos nominales:

$$Mn_i = 28.29 \text{ ton.m}$$

$$Mn_d = 30.28 \text{ ton.m}$$

Finalmente se obtiene la fuerza cortante de diseño según el inciso (a).

$$Vu = \frac{28.29 + 30.28}{5.63} + 8.82 \cdot \frac{5.63}{2} = 34.91 \text{ ton}$$

- **Según inciso b):**

Del diagrama de fuerzas internas presentado anteriormente, se puede extraer el máximo valor de fuerza cortante para el tramo 2.

$$Vu = 24.28 \text{ Tn}$$

Por lo tanto, la cortante de diseño será $Vu = 24.28 \text{ Tn}$.

Resistencia del concreto a fuerzas cortantes

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

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 25 \cdot 71 = 13.38 \text{ ton}$$

Según lo anterior se verifica que la viga no cuenta con la suficiente capacidad para soportar las fuerzas cortantes ($Vu > \phi V_c$). Por tanto, se requiere de estribos para proporcionar la resistencia a corte necesaria a la viga.

Cálculo de la separación del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{24.28}{0.85} - 13.38 = 12.82 \text{ ton}$$

Además, el valor de V_s no puede ser mayor que:

$$V_s \leq 2.1\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 2.1 \cdot \sqrt{280} \cdot 25 \cdot 71 = 62.37 \text{ ton}$$

Como se cumple el criterio anterior, se procede a calcular el espaciamiento necesario de los estribos fuera de la zona de confinamiento. Se hará uso de estribos de 8 mm ($A_v = 1.00 \text{ cm}^2$), ya que el diámetro máximo del acero longitudinal es de 5/8".

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{1.00 \cdot 4200 \cdot 69}{62370} = 22.60 \text{ cm}$$

Se debe verificar también, la separación máxima de estribos:

$$V_{slim} = 1.1 \cdot \sqrt{280} \cdot 25 \cdot 69 = 32.67 \text{ ton}$$

Como $V_s < V_{slim}$, $S_{max} = d/2$ o $60 \text{ cm} = 34.50 \text{ cm}$.

Cálculo de la separación del refuerzo transversal en la zona de confinamiento

Adicionalmente, la viga debe tener una zona de confinamiento con estribos cerrados en una distancia de por lo menos dos veces el peralte del elemento medido desde la cara de los nudos hacia el centro de la luz. El primer estribo no deberá estar situado a más de 10 cm de la cara del nudo y el espaciamiento máximo del resto de estribos no será mayor que el menor de los siguientes casos:

- $d/4 = 69/4 = 17.25 \text{ cm}$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor que 15 cm.
- $10 \text{ db} = 10 \times 1.59 = 15.9 \text{ cm}$
- $24 \text{ de} = 24 \times 0.8 = 19.2 \text{ cm}$
- 30 cm

Por lo tanto, el espaciamiento en la zona de confinamiento será de 15 cm, con una longitud de $2h = 2 \times 75 = 1.38 \text{ m}$. En todo el elemento la separación de los estribos

no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante, hallada anteriormente, ni mayor a 0.5d. Por tanto, se tiene la siguiente distribución de estribos a lo largo de la viga.

Estribo \emptyset 8 mm; 1@0.1, 9@0.15, resto @0.20m

4.3.5. Control de deflexiones

Las vigas de la estructura en general soportan una sobrecarga elevada y presenta luces considerables, por ello, se deberá realizar el análisis de deflexiones y verificar que no superen las máximas deflexiones permitidas, con el fin de limitar cualquier deformación que pueda reducir la resistencia o afectar el correcto funcionamiento de la estructura bajo condiciones de carga de servicio. La Norma E.060 Diseño Sismoresistente (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009), simplifica el cálculo de las deflexiones, asumiendo un valor para la inercia efectiva, asignándole el menor valor posible (sección completamente agrietada), de acuerdo a las siguientes condiciones.

Se presenta a continuación los datos obtenidos de forma similar al procedimiento efectuado para el cálculo de deflexiones para losa maciza.

$$I_g = \frac{b \cdot h^3}{12} = 878906.25 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t} = \frac{33.47 \cdot 878906.25}{75/2} = 784368.78.90 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 38. Propiedades de la sección transformada agrietada del tramo 2-3 de la viga a diseñar.
Fuente propia.

Zona	As en tracción	As' en compresión	Eje neutro (c)	I _{cr}
Apoyo 2	11.16 cm ²	5.16 cm ²	18.49 cm	333626 cm ⁴
Tramo 2-3	5.16 cm ²	6.00 cm ²	12.28 cm	161571 cm ⁴
Apoyo 3	12.00 cm ²	5.16 cm ²	19.08 cm	321873 cm ⁴

$$I_{cr} = \frac{I_{cri-} + I_{cra-} + 2 \cdot I_{cr+}}{4} = 237160.5 \text{ cm}^4$$

Del diagrama de momentos flectores para carga viva y muerta, se puede obtener un momento de servicio igual a 459278 kg.cm aplicado en el centro de la luz, por lo tanto:

$$I_{ef} = I_g$$

Finalmente, con los parámetros obtenidos, se procede al cálculo de las deflexiones en la viga, para hallar las deflexiones inmediatas se usa las expresiones conocidas de resistencia de materiales para deflexiones elásticas.

Deflexiones inmediatas:

$$\Delta i_{cm} = \frac{5}{48} \cdot \frac{L_n^2}{E \cdot I_{ef}} \cdot (M_{cl} - 0.1 \cdot (M_i + M_d)) = \frac{5}{48} \cdot \frac{L_n^2}{E \cdot I_{ef}} \cdot (3.12 - 0.1 \cdot (6.71 + 6.82)) = 0.030 \text{ cm}$$

$$\Delta i_{cv} = \frac{5}{48} \cdot \frac{L_n^2}{E \cdot I_{ef}} \cdot (M_{cl} - 0.1 \cdot (M_i + M_d)) = \frac{5}{48} \cdot \frac{L_n^2}{E \cdot I_{ef}} \cdot (1.42 - 0.1 \cdot (2.89 + 2.97)) = 0.014 \text{ cm}$$

$$\Delta i_{30\%cv} = 0.004 \text{ cm}$$

Deflexiones diferidas:

Se da debido al creep y la retracción plástica del concreto, y se calcula en función de la carga muerta y una fracción de la carga viva que se estima que actuara a lo largo del tiempo. Adicionalmente, se requiere conocer los siguientes parámetros.

$$\lambda = \frac{\varepsilon}{1 + 50 \cdot p'} = \frac{2}{1 + 50 \cdot 0.032} = 1.724$$

Donde:

- ε : Parámetro en función de la duración de la carga aplicada en el elemento (2 para cargas con una duración de 5 años a más sobre el edificio).
- p' : Cuantía de acero en compresión.

Resultados obtenidos:

$$\Delta d_{cm} = \Delta i_{cm} \cdot \lambda = 0.052 \text{ cm}$$

$$\Delta d_{30\%cv} = \Delta i_{30\%cv} \cdot \lambda = 0.007 \text{ cm}$$

Deflexiones totales:

$$\Delta t = \Delta i_{cm} + \Delta i_{30\%cv} + \Delta d_{cm} + \Delta d_{30\%cv} = 0.093 \text{ cm}$$

$$\Delta t_{max} = \Delta i_{cm} + \Delta i_{cv} + \Delta d_{cm} + \Delta d_{30\%cv} = 0.103 \text{ cm}$$

La norma específica deflexiones máximas para elementos que soportan o están ligados a elementos no estructurales susceptibles de recibir daños por deformaciones excesivas.

$$\Delta_{\text{permisible}_{\text{max}}} = \frac{Ln}{480} = 1.25 \text{ cm}$$

Se verifica que la viga cumple con los requisitos de resistencia y servicio

4.3.6. Control de fisuraciones

La Norma específica que para controlar el ancho de las grietas ocasionadas por efectos de flexión se deberá distribuir el refuerzo por tracción en las zonas de máximo esfuerzo por tracción. El esfuerzo generado bajo condiciones de servicio y su distribución deberá ser tal que se obtenga un valor menor o igual que 26 KN/mm para el parámetro Z. Para ello se deberá calcular el valor del parámetro Z siguiendo un procedimiento similar al explicado en el capítulo de losas aligeradas.

Tabla 39. Control de fisuraciones en tramo 2-3 de viga. Fuente propia.

Control de fisuraciones			
Tramo 2-3			
Parámetro	Apoyo 2	Tramo 2-3	Apoyo 3
b (cm)	25.00	25.00	25.00
h (cm)	75.00	75.00	75.00
d (cm)	71.00	71.00	71.00
As (cm ²)	11.16	5.16	12.00
Ms (Ton.m)	9.60	4.54	9.79
ys (cm)	6.25	6.25	6.25
Nº barras	7	4	6
dc (cm)	6.25	6.25	6.25
fs (kg/cm ²)	1346.19	1376.91	1276.73
Act (cm ²)	44.64	78.13	52.08
Z (kg/cm)	8796.64	10842.48	8782.68
Z _{max}	26000	26000	26000
Z < Z _{max}	Ok	Ok	Ok

Se observa que se cumple con los requisitos de resistencia y servicio.

4.3.7. Armado de viga

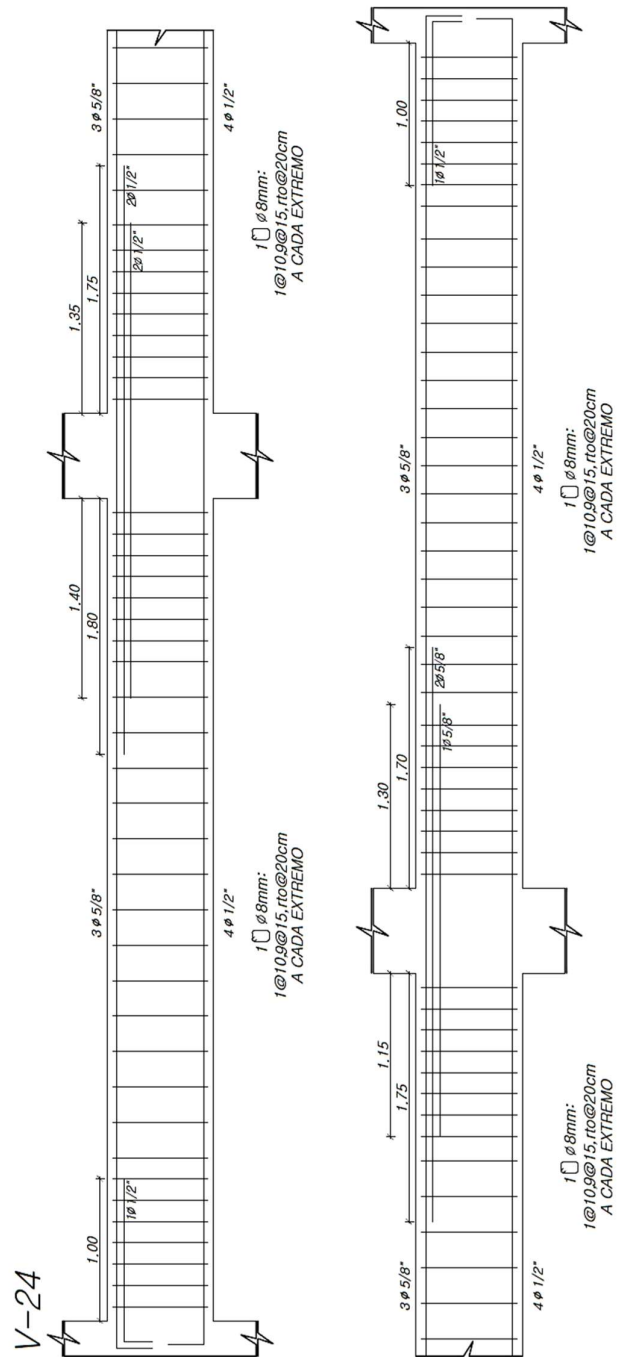


Figura 38. Armado de refuerzo para viga. Fuente propia.

4.4. Diseño de columnas.

Las columnas serán diseñadas para resistir fuerzas axiales, de flexión y de corte, obtenidas de análisis sísmico par cargas de gravedad y sismo. Sin embargo, al tratarse de una estructura con un sistema resistente a fuerzas laterales de muros de concreto armado, los muros serán los que reciban la mayor parte de las fuerzas sísmicas, por lo tanto, las columnas serán diseñadas principalmente por cargas de gravedad. A manera de ejemplo, se presenta el procedimiento desarrollado para diseñar la columna C-02 de los ejes E y 3.

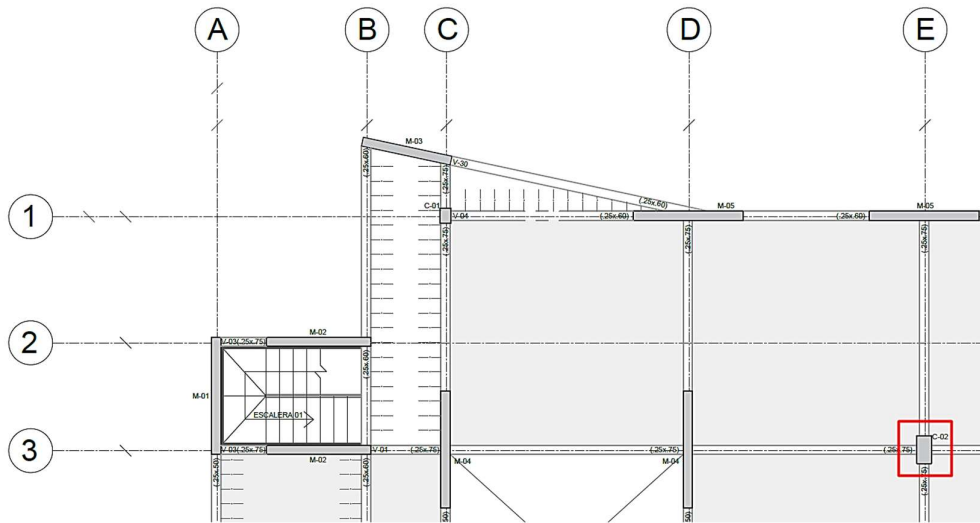


Figura 39. Columna a diseñar. Fuente propia.

4.4.1. Fuerzas internas

Se presenta a continuación las fuerzas internas obtenidas por carga muerta, carga viva y sismo para cada dirección de análisis.

Tabla 40. Fuerzas internas de diseño para columna. Fuente propia.

Caso de carga	Pu (ton)	Mu X (ton.m)	Mu Y (ton.m)	Vu X (ton)	Vu Y (ton)
CM	121.32	1.20	0.25	0.07	0.42
CV	36.12	0.53	0.15	0.05	0.18
SX	1.11	4.83	3.17	1.06	1.92
SY	6.48	15.80	0.42	0.17	5.34

Las fuerzas ultima se obtienen a partir de cada combinación de carga propuesta por la Norma Técnica E.060 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009).

- $U = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$
- $U = 1.25 \cdot (CM + CV) \pm CS$
- $U = 0.9 \cdot CM \pm CS$

4.4.2. Diseño por flexocompresión

La Norma establece una cuantía de acero mínima de 1% y una máxima de 4% para columnas con solicitaciones sísmicas. Considerando las dimensiones de la columna (0.40x0.75 m) y una distribución de acero de 6 Ø3/4" + 6 Ø5/8" distribuidas en las caras de la sección (ver figura 40), se obtiene una cuantía de 1.0%.

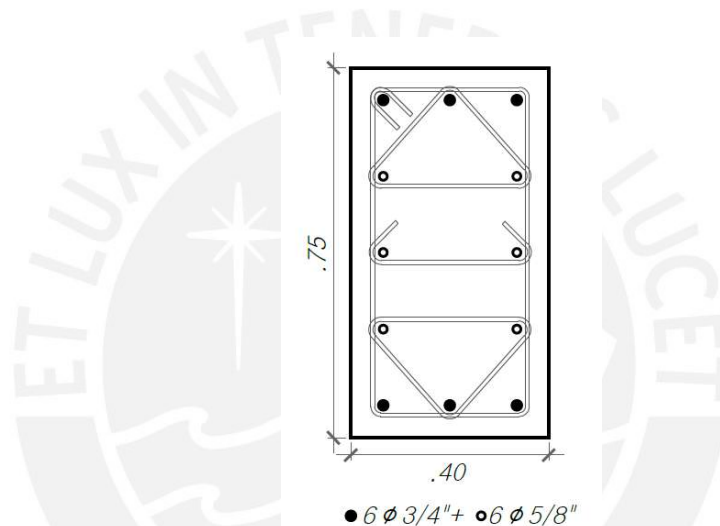


Figura 40. Distribución preliminar de acero de refuerzo en columna a diseñar. Fuente propia.

Se presenta también la fuerzas ultimas obtenidas de acuerdo con cada combinación de carga para cada sentido de análisis.

Tabla 41. Fuerzas ultimas de diseño para columna. Fuente propia.

Combinaciones de carga	Pu (ton)	Mu X (ton.m)	Mu Y (ton.m)
1.4CM + 1.7CV	231.25	2.57	0.60
1.25(CM + CV) + Sx	197.91	6.99	3.67
1.25(CM + CV) - Sx	195.69	2.67	2.68
0.9CM + Sx	110.30	5.91	3.40
0.9CM - Sx	108.07	3.75	2.95
1.25(CM + CV) + Sy	203.28	17.96	0.92
1.25(CM + CV) - Sy	190.32	13.64	0.08
0.9CM + Sy	115.67	16.88	0.65
0.9CM - Sy	102.71	14.72	0.20

Para las condiciones de armado cargas ultimas obtenidas del análisis sísmico, se obtienen los siguientes diagramas de interacción.

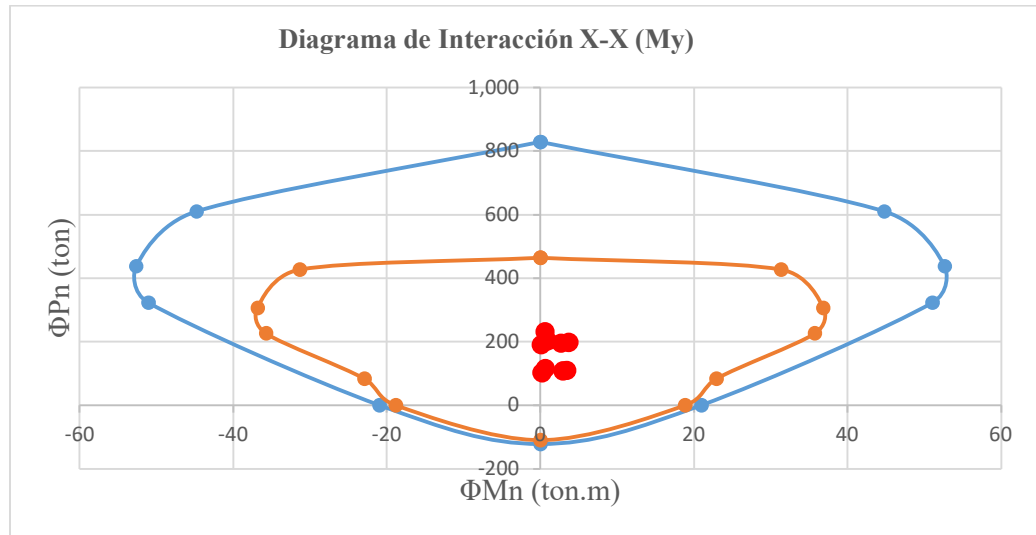


Figura 41. Diagrama de interacción de la columna C-02 en el sentido de análisis X. Fuente propia.

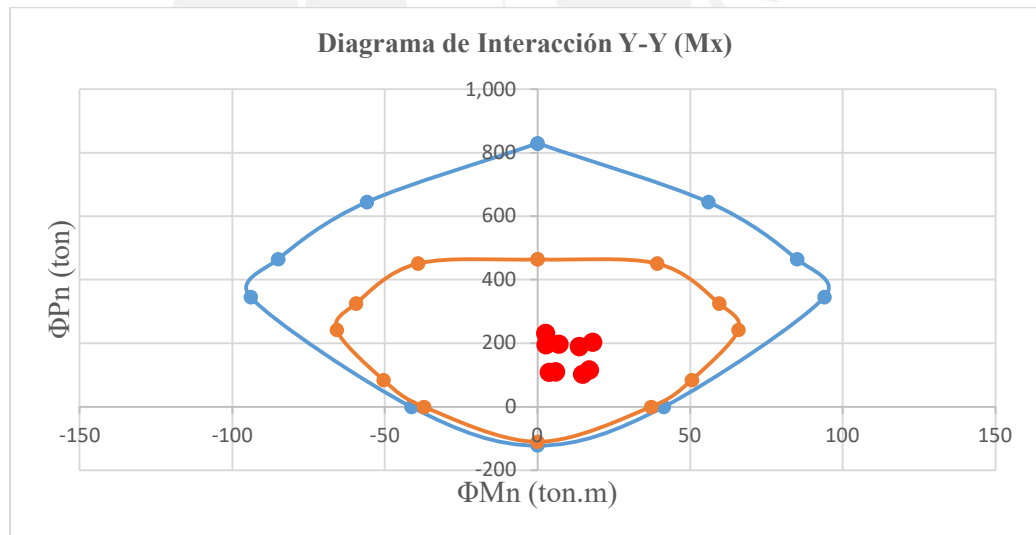


Figura 42. Diagrama de interacción de la columna C-02 en el sentido de análisis Y. Fuente propia.

Se observa que el diseño considerado satisface los criterios de resistencia tanto para cargas de graves y solicitaciones sísmicas en ambos sentidos de análisis, cabe señalar que se busca que los puntos (M_u ; P_u) estén por debajo del punto de falla balanceada, tal que se evite una falla por compresión, una falla por compresión se da cuando la sección llega a la falla sin que las barras más alejadas del borde comprimido lleguen a la fluencia por tracción. Además, se observa que solamente

fue necesario considerar una cuantía mínima en la columna, esto se debe básicamente a que la columna trabaja principalmente por cargas de gravedad y no está sometida a grandes sollicitaciones sísmicas.

4.4.3. Diseño por corte

El diseño por fuerza cortante se hará considerando un análisis por capacidad, se quiere que la columna tenga mayor resistencia por corte que por flexión, tal que ante grandes sollicitaciones sísmicas sobrevenga primero una falla dúctil por flexión antes que una falla frágil por compresión. Se debe cumplir.

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$$V_n = V_c + V_s$$

Cálculo de la fuerza cortante de diseño

La Norma Técnica E.060 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009) señala que la fuerza cortante última de diseño V_u no debe ser menor que el menor valor obtenido entre los siguientes casos:

- a) V_u será igual a la suma de los mayores momentos nominales posibles de cada uno de los extremos de la luz libre del elemento asociados a la fuerza axial P_u que soporta el elemento. Como se observa en el gráfico a continuación.

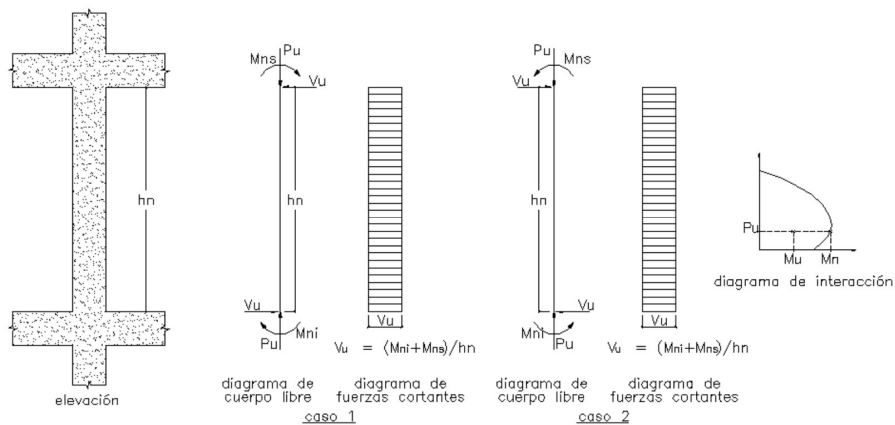


Figura 43. Fuerza cortante de diseño para columnas.

Tomado de "Norma Técnica E.060 Concreto armado, por Ministerio de Construcción y Vivienda (Perú), 2009.

- b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga, considerando un factor de amplificación de 2.5 para las solicitaciones sísmicas.

Se muestra a continuación los valores obtenidos para caso de análisis que propone la Norma.

Tabla 42. Fuerzas cortantes ultimas de diseño de acuerdo con el inciso a) de la Norma Técnica E.060. Fuente propia.

Combinaciones de carga	Factor de reducción ϕ flexión	P_u/ϕ (ton)	MnX (ton.m)	Mn Y (ton.m)	Vu X (ton)	Vu Y (ton)
1.4CM + 1.7CV	0.70	330.36	91.67	51.14	22.73	40.74
1.25(CM + CV) + Sx	0.70	282.73	84.41	47.27	21.01	37.52
1.25(CM + CV) - Sx	0.70	279.55	83.93	46.98	20.88	37.30
0.9CM + Sx	0.72	154.02	64.80	35.28	15.68	28.80
0.9CM - Sx	0.72	150.13	64.20	34.92	15.52	28.53
1.25(CM + CV) + Sy	0.70	290.40	85.58	47.99	21.33	38.04
1.25(CM + CV)- Sy	0.70	271.89	82.76	46.26	20.56	36.78
0.9CM + Sy	0.71	163.55	66.25	36.17	16.08	29.44
0.9CM - Sy	0.73	140.93	62.80	34.06	15.14	27.91

Tabla 43. Fuerzas cortantes ultimas de diseño de acuerdo con el inciso b) de la Norma Técnica E.060. Fuente propia.

Combinaciones de carga	Vu X (ton)	Vu Y (ton)
1.4CM +1.7CV	0.18	0.90
1.25(CM + CV) + 2.5Sx	2.80	5.56
1.25(CM + CV) - 2.5Sx	-2.50	-4.05
0.9CM + 2.5Sx	2.71	5.18
0.9CM - 2.5Sx	-2.59	-4.43
1.25(CM + CV) + 2.5Sy	0.57	14.10
1.25(CM + CV) - 2.5Sy	-0.27	-12.60
0.9CM + 2.5Sy	0.48	13.73
0.9CM - 2.5Sy	-0.35	-12.97

Se observa que se tiene grandes solicitaciones de fuerza axial, lo que indica que se tiene valores elevados de momentos nominales resistentes asociado a los cargas axiales últimas, por ende, el criterio a) es el predominante para el cálculo de la fuerza cortante de diseño, se define Vu igual a 40.74 ton y Pu igual a 231.25 ton en la dirección de análisis Y.

Cálculo de la resistencia a corte del concreto:

Para elementos sometidos a carga axial, la resistencia del concreto ante fuerzas de corte se puede obtener mediante la siguiente fórmula.

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 + \frac{N_u}{140 \cdot A_g}\right)$$

Donde:

- Nu: Carga axial última
- Ag: Área bruta de la sección

Con lo cual se obtiene:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 40 \cdot 71 \cdot \left(1 + \frac{213.25}{140 \cdot A_g}\right) = 33.20 \text{ ton}$$

Cálculo de la separación del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento

Fuera de la longitud de confinamiento, el espaciamiento del refuerzo transversal no será mayor que el menor valor de los mostrados a continuación. Al tener un diámetro máximo de 3/4" para las barras longitudinales, se usarán estribos de 3/8" como refuerzo transversal.

- La separación requerida por fuerza cortante (art. 21.4.5.4 de la Norma Técnica E.060).

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{40.74}{0.85} - 39.05 = 8.88 \text{ ton}$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{1.42 \cdot 4200 \cdot 71}{8877.2} = 47.70 \text{ cm}$$

- No será mayor que 300 mm (art. 21.4.5.4 de la Norma Técnica E.060).

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

- No debe exceder el mínimo valor de las dimensiones de la columna (art. 7.10.5.2 de la Norma Técnica E.060).

$$S = \min(40;75) = 40 \text{ cm}$$

- No debe exceder 16 veces el diámetro de la barra longitud de mayor medida (art. 7.10.5.2 de la Norma Técnica E.060).

$$S = 16 \cdot 1.91 = 30.56 \text{ cm}$$

- No debe exceder 48 veces el diámetro del refuerzo transversal (art. 7.10.5.2 de la Norma Técnica E.060).

$$S = 48 \cdot 0.95 = 45.60 \text{ cm}$$

- No debe exceder de $d/2$ en elementos de concreto no preesforzado (art. 7.10.5.2 de la Norma Técnica E.060).

$$S = 71/2 = 3.50 \text{ cm}$$

- No debe exceder 600 mm (art. 7.10.5.2 de la Norma Técnica E.060).

$$S = 60 \text{ cm}$$

Por tanto, se estable una separación de 30 cm para los estribos fuera de la zona de confinamiento.

Cálculo de la separación del refuerzo transversal en la zona de confinamiento

La Norma indica que se requiere estribos de con menor distanciamiento vertical en las zonas de confinamiento. La longitud de la zona de confinamiento (L_o) no debe ser menor al mayor de los siguientes casos.

- La sexta parte de la luz libre del elemento = $425/6 = 75 \text{ cm}$.
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento = 75 cm .
- 50 cm .

Con un espaciamento (S_o) no mayor al menor de los siguientes.

- Ocho veces el diámetro del acero longitudinal usado = $8 \times 1.91 = 15.28 \text{ cm}$.

- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna
= $0.5 \times 40 = 20$ cm.
- 10 cm.

Por tanto, se estable una separación de 10 cm dentro de una longitud de 75 cm para los estribos dentro de la zona de confinamiento.

4.4.4. Armado de columna

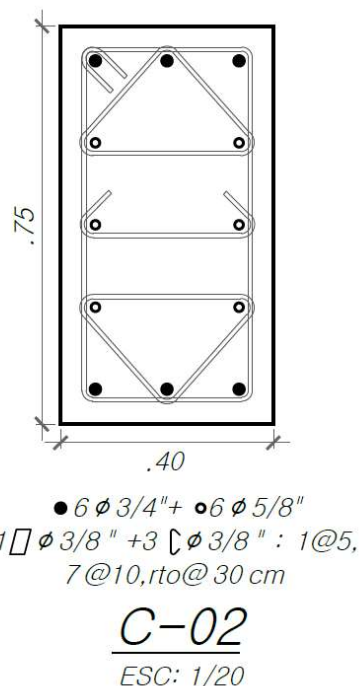


Figura 44. Armado de refuerzo para columna. Fuente propia.

4.5. Diseño de muros.

Los muros estructurales o de corte, son los principales elementos sismoresistentes de la estructura debido a su elevada rigidez lateral, es decir, soportan las cargas verticales propias de la estructura y la mayor parte de la fuerza sísmica aplicada a la estructura. Los muros de concreto armado serán diseñados por flexocompresión y corte siempre y cuando se traten de elementos esbeltos, es decir, cuando se cumpla que H / L sea mayor igual a 1, donde H es la altura total del muro y L es la longitud horizontal del muro. A manera de ejemplo se realiza el diseño del muro M-01 de 25 cm ubicado en el eje A entre los ejes 2 y 3 (ver figura 45).

La altura total de la placa es de 18.50 m con una longitud de 3.16 m, lo cual da una relación 5.85, por tanto, se trata de un elemento esbelto y podrá ser diseñado por flexocompresión.

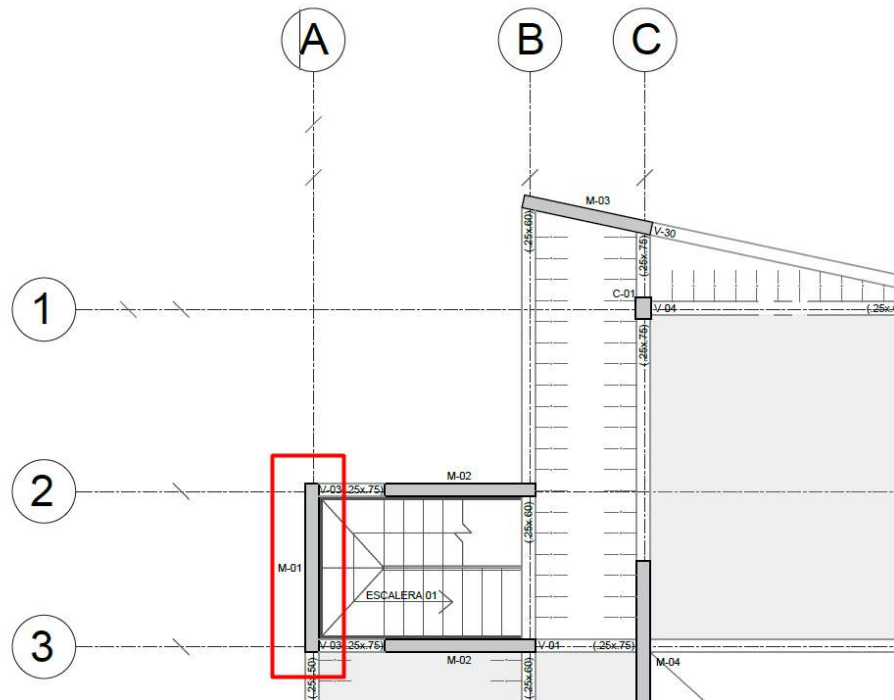


Figura 45. Muro a diseñar. Fuente propia.

4.5.1. Fuerzas internas

Se presenta a continuación las fuerzas internas obtenidas por carga muerta, carga viva y sismo para cada dirección de análisis.

Tabla 44. Fuerzas internas de diseño para muro. Fuente propia.

Caso de carga	Pu (ton)	Mu (ton.m)	Vu (ton)
CM	34.80	5.50	0.90
CV	0.40	1.80	0.20
SX	368.00	184.40	32.3
SY	51.60	296.40	51.9

Las fuerzas ultima se obtienen a partir de cada combinación de carga propuesta por la Norma Técnica E.060 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009).

- $U = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$

- $U = 1.25 \cdot (CM + CV) \pm CS$
- $U = 0.9 \cdot CM \pm CS$

Tabla 45. Fuerzas ultimas de diseño para muro. Fuente propia.

Combinación de cargas	Pu (ton)	Mu (ton.m)	Vu (ton)
1.4CM + 1.7CV	49.45	10.75	1.55
1.25(CM + CV) + Sx	412.04	193.46	33.67
1.25(CM + CV) - Sx	323.96	175.24	30.99
0.9CM + Sx	399.33	189.27	33.14
0.9CM - Sx	336.67	179.43	31.52
1.25(CM + CV) + Sy	95.68	305.49	53.20
1.25(CM + CV) - Sy	7.60	287.27	50.52
0.9CM + Sy	82.97	301.30	52.67
0.9CM - Sy	20.31	291.46	51.05

4.5.2. Elementos de borde

En primer lugar, se debe verificar si el muro requiere elementos de borde, se da cuando:

$$c \geq \frac{l_n}{600(\delta u/H_m)}$$

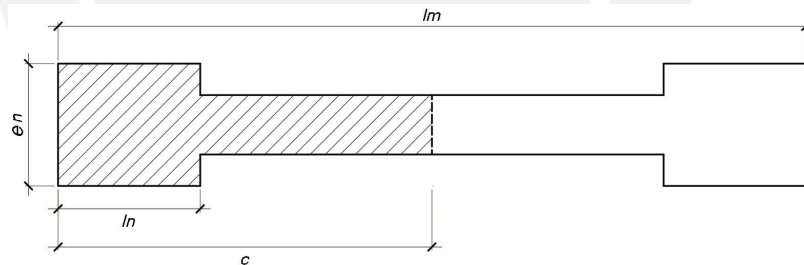


Figura 46. Medidas para elementos de borde en muros. Fuente propia.

Donde:

- δu : desplazamiento lateral inelástico en el punto más alto
- c : tal que $P_n \approx P_u$
- e_n : espesor del elemento de borde
- l_n : longitud del elemento de borde
- l_m : longitud total del muro
- H_m : altura total del muro

Del análisis sísmico desarrollado se establece un valor de 31.18 mm.

De debe cumplir también:

$$e_n \geq 150 \text{ mm}$$

$$l_n \geq (c - 0.1 \cdot l_m) ; c/2$$

4.5.3. Diseño por flexocompresión

Se considera un muro con dos núcleos confinados de 0.70 m de largo y una longitud central de 1.66 m, con la siguiente distribución de aceros.

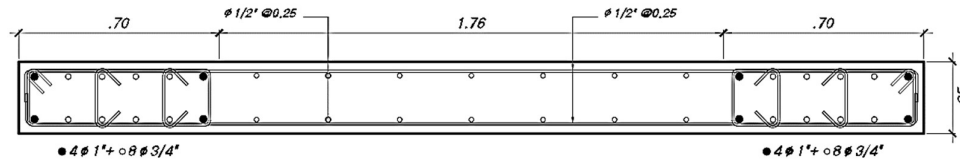


Figura 47. Distribución preliminar de acero de refuerzo en muro a diseñar. Fuente propia.

Se muestra a continuación el diagrama de interacción obtenido para la dirección de análisis del muro.

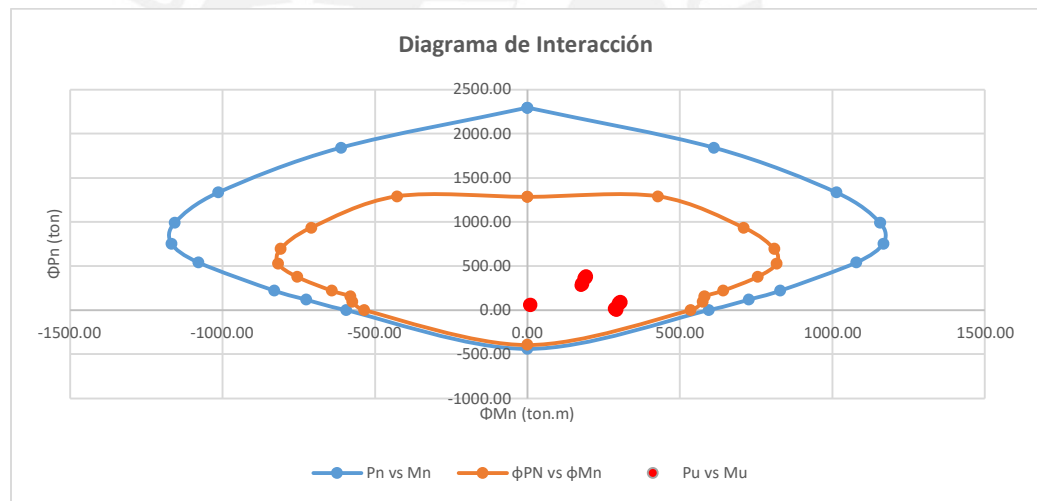


Figura 48. Diagrama de interacción del muro M-01. Fuente propia.

Se observa que todos los puntos (Pu; Mu) se encuentran dentro del diagrama y que todos los puntos se encuentran por debajo del límite de falla balanceada. También es importante verificar que la máxima fuerza axial en tracción sea menor a la resistencia en tracción pura del muro, en este caso se tiene una tracción última de 412.02 ton y se verifica que es menor a la resistencia máxima en tracción de 438.06 ton del muro.

De acuerdo con el diagrama de interacción hallado se puede obtener un valor de c igual a 96.5 cm, asociado a un M_n y P_n , tal que P_n sea igual a P_u .

$$0.965 \leq \frac{3.16}{600 \left(\frac{0.0081}{14.50} \right)} = 1.05 \text{ m}$$

Se verifica que no es necesario colocar elementos de borde en el muro, sin embargo, se coloca núcleos confinados a cada extremo del muro para cumplir con las solicitaciones últimas de carga axial y momentos flectores y tener un diseño más eficiente.

4.5.4. Refuerzo horizontal en núcleos confinados

La Norma indica que cuando no se requiera elementos de borde y se concentre refuerzo vertical en los bordes del muro, se debe colocar estribos de confinamiento con un espaciamiento que no exceda al menor valor de los casos presentados a continuación. Al tener barras de 1" como acero vertical se usarán estribos de 3/8".

- No debe exceder 10 veces el diámetro del refuerzo longitudinal de menor diámetro (art. 21.9.7.6 de la Norma Técnica E.060).

$$S = 10 \cdot 1.59 = 15.90 \text{ cm}$$

- La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde (art. 21.9.7.6 de la Norma Técnica E.060).

$$S = 25 \text{ cm}$$

- No debe exceder 250 mm (art. 21.9.7.6 de la Norma Técnica E.060).

$$S = 25 \text{ cm}$$

Por tanto, se considera 1 estribos cerrados de Ø3/8" más 2 grapas suplementarias de Ø3/8" cada 15 cm.

Adicionalmente, se debe considerar que:

- La distancia entre los estribos cerrados de confinamiento o grapas suplementarias, medidas a los ejes de los elementos, no debe ser mayor a 350 mm.

- Todo acero de refuerzo colocado de forma horizontal que llegue a los bordes de los muros de concreto armado que no cuenten con elementos de borde, deberán acabar en un gancho estándar, o en todo caso el acero de refuerzo de borde se encontrará abrazado mediante estribos en forma de U los cuales deberán de estar empalmados al refuerzo horizontal, y estos deberán tener el mismo tamaño y espaciamiento.

4.5.5. Diseño por corte

El diseño por fuerza cortante se hará considerando un análisis por capacidad, se quiere que la columna tenga mayor resistencia por corte que por flexión, tal que ante grandes sollicitaciones sísmicas sobrevenga primero una falla dúctil por flexión antes que una falla frágil por compresión. Se debe cumplir.

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$$V_n = V_c + V_s$$

Cálculo de la fuerza cortante de diseño:

La Norma Técnica E.060 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009) señala que la fuerza cortante última de diseño V_u para el diseño por capacidad puede ser calculado mediante la siguiente expresión:

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

Donde:

- V_u : cortante última proveniente del análisis sísmico
- V_{ua} : momento flector último proveniente del análisis sísmico
- M_n : momento resistente nominal, asociado a la carga P_u
- M_n/M_{ua} no debe ser mayor al coeficiente de reducción R

Según la tabla 45, se tiene 53.20 ton y 305.49 ton.m como valores de V_{ua} y M_{ua} respectivamente, también se tiene un valor de 918.33 ton.m para M_n asociado a un P_n de tal que este sea igual a $P_u = 412.04$ ton. Se verifica que M_n/M_{ua} es menor que $R = 6$, por tanto, la fuerza cortante última será:

$$V_u = 53.20 \cdot \frac{994.48}{305.49} = 173.19 \text{ ton}$$

Cálculo de la resistencia a corte del concreto

La Norma establece la siguiente expresión para calcular la resistencia a fuerzas cortantes proporcionada por el concreto.

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{f'_c})$$

Donde:

- A_{cw} : área transversal del muro
- $\alpha_c = 0.80$ cuando $[hm/lm] \leq 1.5$
- $\alpha_c = 0.53$ cuando $[hm/lm] \geq 2.0$
- α_c varía linealmente para valores intermedios

Se tiene $hm/lm = 4.59$; por tanto, $\alpha_c = 0.53$ y $A_{cw} = 7795 \text{ cm}^2$

$$V_c = 7795(0.53 \cdot \sqrt{280}) = 69.14 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 58.77 \text{ ton}$$

Cálculo de cuantías de refuerzo vertical y horizontal

La Norma un límite para el valor de V_u tal que se tenga dos casos para el cálculo de las cuantías de refuerzo vertical y horizontal del muro.

- Si: $V_u < 0.27\sqrt{f'_c} \cdot A_{cw}$
 - $\rho_h \geq 0.0020$
 - $\rho_v \geq 0.0015$
- Si: $V_u \geq 0.27\sqrt{f'_c} \cdot A_{cw}$
 - $\rho_h \geq V_s / (A_{cw} \cdot f_y) ; 0.0025$
 - $\rho_v \geq 0.0025 + 0.5(2.5 - hm/lm)(\rho_h - 0.0025) ; 0.0025$

Se tiene que $V_u = 173190 \geq 0.27\sqrt{280} \cdot 7900 = 35690 \text{ kg}$, por tanto, se calculará la cuantía vertical y horizontal de acuerdo con el segundo caso.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{173.19}{0.85} - 69.14 = 135.16 \text{ ton}$$

Donde:

$$\rho_h \geq 135160 / (7795 \cdot 4200) = 0.00411$$

Por tanto, se plantea una distribución de acero horizontal igual $\varnothing 1/2'' @.25$ cm, que representa una cuantía real de 0.0041.

De forma similar, se tiene:

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5(2.5-14.5/3.16)(0.041-0.0025) = 0.00080$$

Por tanto, se requiere acero de refuerzo vertical con una cuantía mayor o igual a 0.0025. Según el esquema de armado de muro planteado inicialmente, se tiene acero vertical con una distribución de $\varnothing 1/2'' @0.25$ cm, lo que equivale a una cuantía de 0.0041. Por tanto, se verifica que la cuantía requerida es menor a la cuantía realmente colocada.

4.5.6. Armado de muro

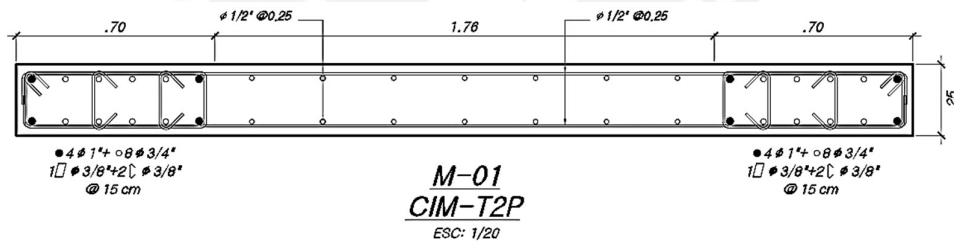


Figura 49. Armado de refuerzo para muro. Fuente propia.

4.6. Diseño de escaleras

Las escaleras son elementos que sirven para conectar diferentes niveles de la estructura, consta de una parte inclinada (garganta) y una parte horizontal (descansos). Son elementos que están sometidos a la acción de fuerzas cortantes y momentos flectores, y su diseño se hace como si se tratase de una losa maciza en una dirección. A manera de ejemplo se desarrolla el diseño del primer tramo de la escalera 02, ubicada entre los ejes A/B y 2/3, que conecta el segundo nivel con el tercer nivel. La escalera tiene las siguientes características.

- Paso = 25 cm
- Contrapaso = 15.38 cm
- Garganta = 10 cm
- Descanso = 15 cm

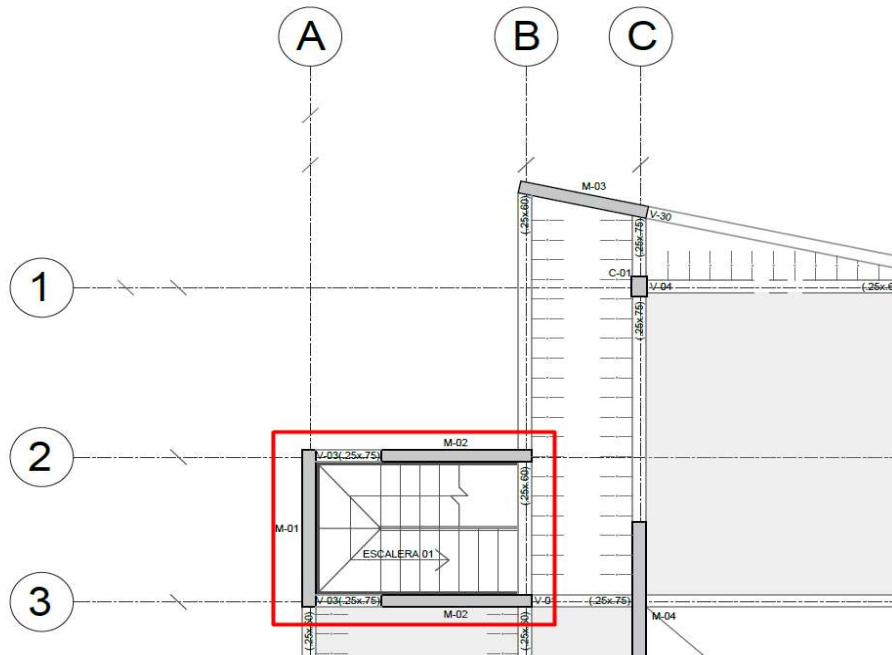


Figura 50. Escalera a diseñar. Fuente propia.

4.6.1. Fuerzas internas

Se modelará la escalera como si se tratase de una losa maciza en una dirección de 1m de ancho, para ello es necesario obtener la carga ultima que soportara la escalera en cada tramo. Para obtener el peso de la escalera en la parte inclinada se usará la siguiente expresión propuesta en el libro “Análisis de Edificio” del Ing. Ángel San Bartolomé.

$$W_{pp} = \gamma \cdot \left(\frac{cp}{2} + t \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right)$$

Donde:

- p: longitud de paso de la escalera
- cp: longitud de contrapaso de la escalera
- t: espesor de la garganta
- γ : peso unitario del concreto armado

Por tanto:

$$W_{pp} = 2400 \cdot \left(\frac{0.1538}{2} + 0.10 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{0.1538}{0.25} \right)^2} \right) = 466.34 \text{ kg/m}^2$$

Se calcula las cargas de servicio aplicadas en un metro de ancho de escalera.

Tramo inclinado:

- Carga muerta: $P_p + \text{Piso.term} = 466.34(1) + 100(1) = 566.34 \text{ kg/ml}$
- Carga viva: $S/C = 400(1) = 400.00 \text{ kg/ml}$
- $W_u = 1.4(566.34) + 1.7(400) = 1472.88 \text{ kg/ml}$

Descanso:

- Carga muerta: $P_p + \text{Piso.term} = (0.15)(2400)(1) + 100(1) = 460 \text{ kg/ml}$
- Carga viva: $S/C = 400(1) = 400.00 \text{ kg/ml}$
- $W_u = 1.4(460) + 1.7(400) = 1324 \text{ kg/ml}$

Se muestra a continuación el modelo utilizados y las cargas de diseño obtenidas.

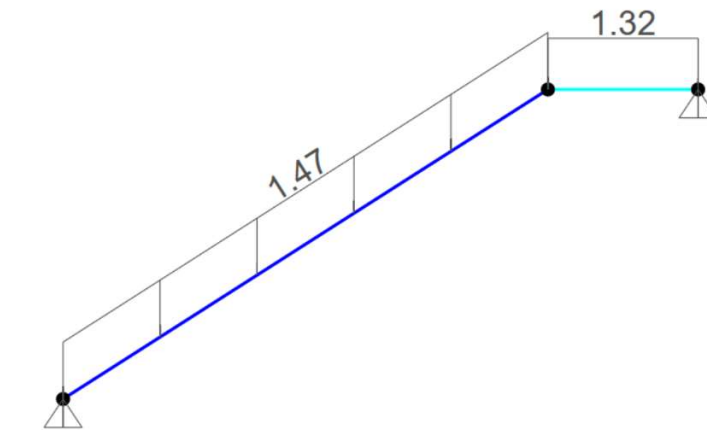


Figura 51. Modelo estructural de escalera. Fuente propia.

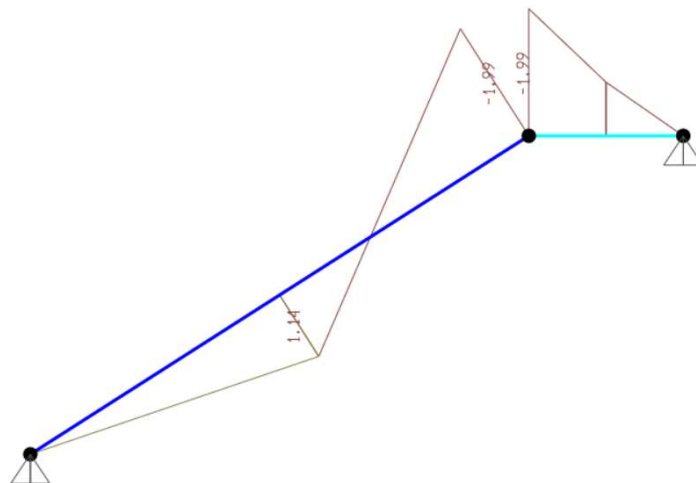


Figura 52. Diagrama de momentos flectores de escalera. Fuente propia.

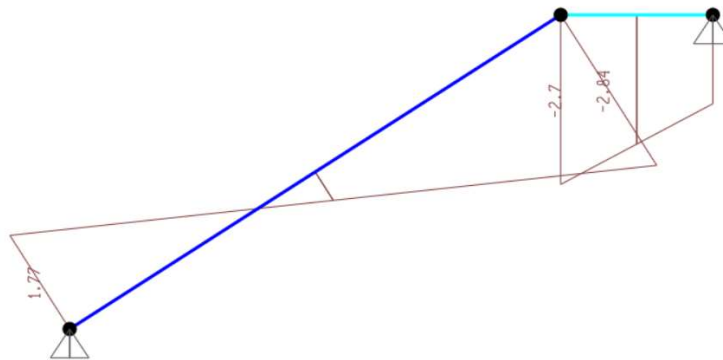


Figura 53. Diagrama fuerzas cortantes de escalera. Fuente propia.

4.6.2. Diseño por flexión

De igual forma que en capítulos anteriores, se realiza el diseño por flexión. Se muestra a continuación los resultados obtenidos.

Tabla 46. Diseño por flexión de escalera. Fuente propia.

Diseño por flexión					
Zona	Mu (kg.cm)	As requerido (cm ²)	As colocado	Mn (kg.cm)	Resistencia %
Garganta	- 114328	4.691	1 Ø 3/8" @ .15 m	120522	105.42 %
Garganta	+ 199474	8.857	1 Ø 1/2" @ .15 m	202672	101.60 %
Descanso	+ 199474	4.606	1 Ø 1/2" @ .15 m	373339	187.16 %

4.6.3. Diseño por corte

La escalera al ser un elemento de poco espesor que trabaja como una losa en una dirección no lleva refuerzo transversal, por tanto, se debe verificar que las dimensiones del concreto brinden una resistencia a fuerzas cortantes mayor a las cargas últimas.

Tramo inclinado:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 7 = 4.57 \text{ ton}$$

Descanso:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 12 = 7.83 \text{ ton}$$

Se verifica que la resistencia al corte del concreto es mayor a las fuerzas cortantes últimas obtenidas anteriormente.

4.6.4. Armado de escalera

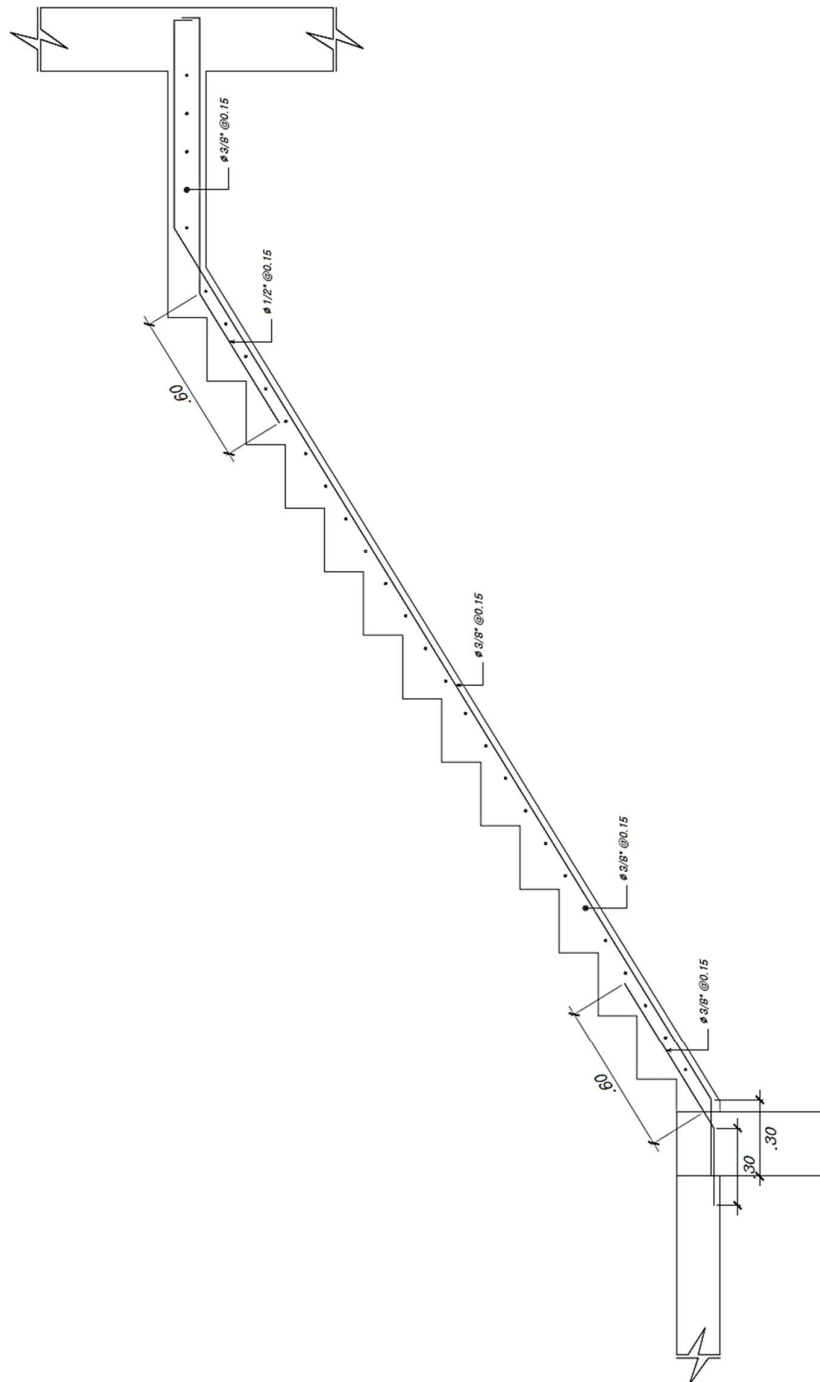


Figura 54. Armado de refuerzo de escalera. Fuente propia.

CAPITULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

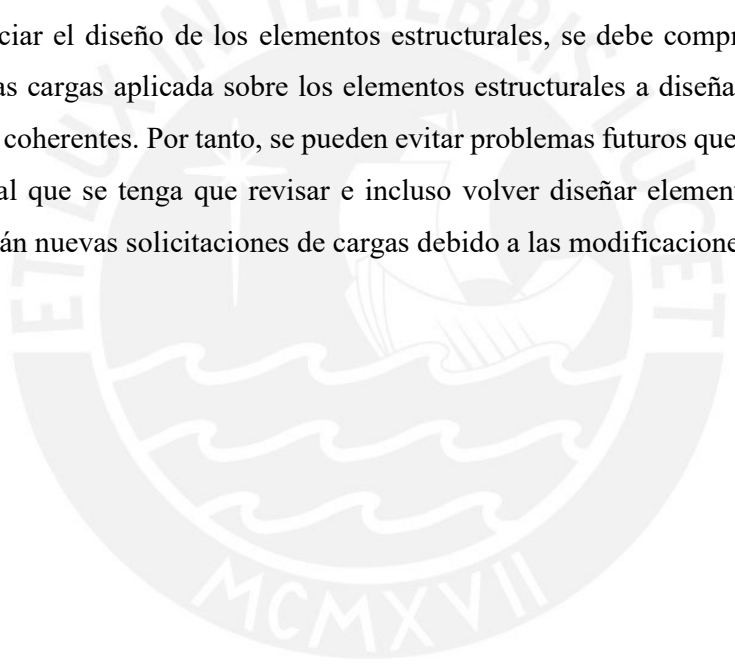
- Se logró un diseño correcto de la Biblioteca Aveiro para las condiciones locales de la ciudad de Lima, se realizó una correcta estructuración con un sistema resistente a fuerza laterales de muros de concreto armado, teniendo como guía las recomendaciones adoptadas por las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Si bien los programas computacionales son de gran ayuda para realizar un análisis complejo del comportamiento de la estructura frente a solicitaciones sísmicas y de gravedad, el uso de este medio debe estar acompañado del buen criterio del especialista a cargo, de tal manera que el análisis realizado sea lo más confiable posible, por esa razón, se debe verificar que los resultados que produzca el programa sean coherentes y lógicos.
- Se tenía un modelo inicial muy flexible para ser un edificio de 4 pisos, con periodos de hasta 0.550 seg para el primer modo de vibración. Por tanto, era de esperarse grandes desplazamientos en cada uno de los niveles de la estructura. Además, los modos de vibración estaban poco definidos en el eje Y, problema que se logró corregir con la nueva estructuración del modelo final.
- Se verifica que una correcta simetría de elementos estructurales resistentes a cargas laterales, sobre todo de muros de concreto armado, brinda un comportamiento mejor definido a la estructura. Esto se pone en evidencia después de realizar las modificaciones para obtener el modelo final, del cual se obtiene modos de vibración mejor definidos con masas participativas importantes para cada modo de vibración predominante en cada dirección de análisis.
- Una correcta distribución de muros de concreto armado se traduce en una uniforme distribución de rigidez en toda la estructura. Lo cual evita diferencias altas entre los desplazamientos de los puntos más alejados de la estructura para un mismo caso de análisis, tal que se reduce el factor de irregularidad por torsión y se obtiene un mejor comportamiento frente a cargas laterales de la estructura. También, se evita la ocurrencia de elementos sobrecargados en zonas con alta concentración de rigidez, como es el caso por ejemplo de vigas en zonas con alta densidad de muros.
- Elementos continuos en altura sugieren una similar carga muerta en todos los niveles de la estructura y dado que la carga viva distribuida en cada nivel no representa gran porcentaje

del peso sísmico, es poco probable que se presente irregularidad por masa y peso en la estructura.

- En ejes con muros de corte que tengan vigas intermedias, se puede considerar una reducción en el peralte de estas vigas, que son las más cargadas, y un aumento en el peralte de las vigas menos solicitadas, con el fin de distribuir de mejor manera la rigidez del pórtico, para evitar vigas muy cargadas difíciles de diseñar y distribuir esa carga a vigas que podrían estar sometidas a mayores cargas sin mayor problema.
- Se debe tener especial cuidado con los muro de corte en “C” ya que son elementos que toman mucha rigidez, especialmente cuando estos estén ubicados es zonas con poca concentración de muros. Tal que en una parte del muro en “C”, en uno de los dos sentidos de análisis, tomará un gran porcentaje de la fuerza cortante y la transmitirá hacia la parte del muro que se encuentra en la otra dirección de análisis como una fuerza axial elevada. Por tanto, se dificulta en gran medida el diseño de estos elementos, dado que la resistencia a cargas axiales es directamente proporcional a las dimensiones de la sección del muro, las cuales en la mayoría de los casos son difíciles de modificar debido a la arquitectura del edificio. Por tanto, se decide separar estas muros, reduciendo así en gran medida la rigidez de los muros y las cargas actuantes sobre los mismos. Sin embargo, se tuvo que aumentar algunos muros más para poder compensar la pérdida de rigidez en ambos sentidos de análisis y poder controlar en mejor medida las deformaciones de la estructura.
- Para el caso de diseño de muros de corte, cuando estos tengan solicitaciones elevadas de momentos flectores, lo más recomendable es aumentar la cantidad y/o diámetro de las barras de los núcleos confinados, ya que al aumentar la cantidad de acero de las barras con un brazo de palanca mayor se aumenta también la resistencia nominal a momentos flector del muro. Por otro lado, cuando se presenten cargas axiales elevadas, principalmente fuerzas axiales, lo más recomendable es aumentar la cantidad de acero en el alma del muro, ya que, si se aumenta el acero en los núcleos confinados, se aumenta también la resistencia nominal a momento flector del muro, y puesto que la fuerza cortante ultima de diseño es directamente proporcional al momento nominal resistente ($V_u = V_{ua} \cdot (M_n / M_{ua})$), se tendrá que aumentar la cantidad de acero por fuerza cortante.
- Se verifica que se obtienen valores similares de resistencia cuando se tiene valores similares de área de acero colocado, dependiendo del diámetro y separación que se decida usar. Por tanto, se prefiere colocar aceros de menor diámetro con una menor separación tal que se respete la cuantía requerida de acero, tal que se brinde una mayor ductilidad al elemento,

así como también, mayor durabilidad ya que al tener barras longitudinales más juntas se reduce la posibilidad de ocurrencia de fisuras en el elemento.

- Un problema constante observado en el desarrollo de la presente tesis fue tener longitudes de ganchos de anclaje insuficientes en vigas que llegan de forma perpendicular a muros de 25 cm de espesor, en estos casos se redujo el diámetro del acero longitudinal y se aplicó un factor de reducción de longitud de gancho de acuerdo con uno de los 4 criterios especificados en el punto 12.5.3 de la Norma E.060 Diseño en Concreto Armado. Sin embargo, muchas veces los criterios a) a d) no son suficientes para obtener una longitud de gancho suficiente, como es el caso de la Viga 03, en la que se tuvo que agregar una viga transversal sobre la placa para obtener una longitud de gancho mínima que satisfaga las exigencias mínimas de longitud de gancho que menciona la norma.
- Antes de iniciar el diseño de los elementos estructurales, se debe comprobar de manera rápida que las cargas aplicada sobre los elementos estructurales a diseñar tengan valores razonables y coherentes. Por tanto, se pueden evitar problemas futuros que afecten el ritmo de trabajo, tal que se tenga que revisar e incluso volver diseñar elementos estructurales porque tendrán nuevas solicitaciones de cargas debido a las modificaciones realizadas.

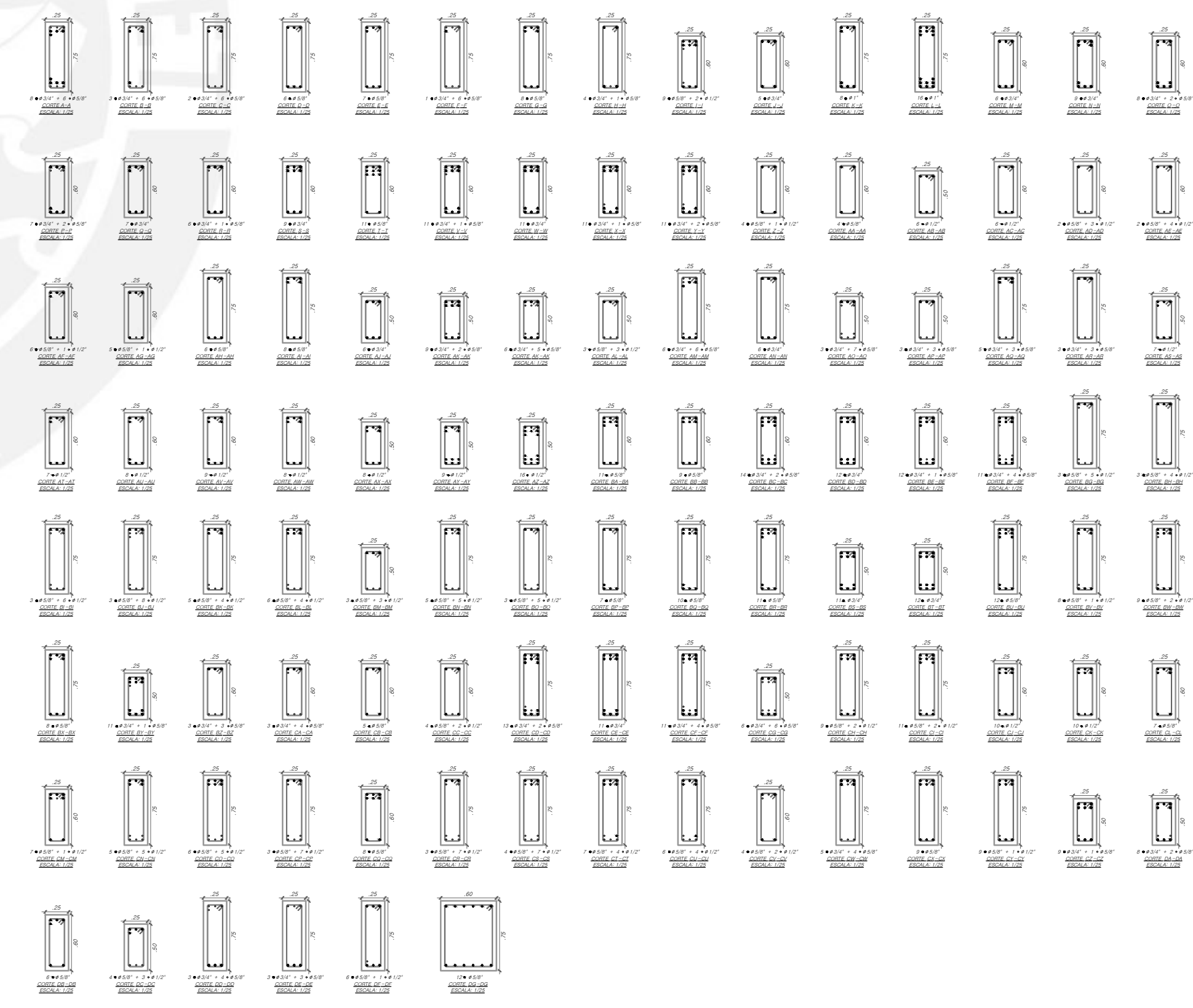
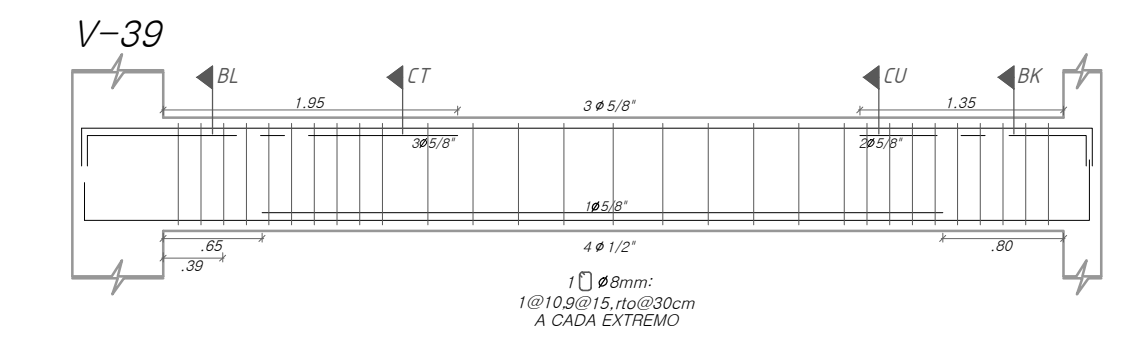
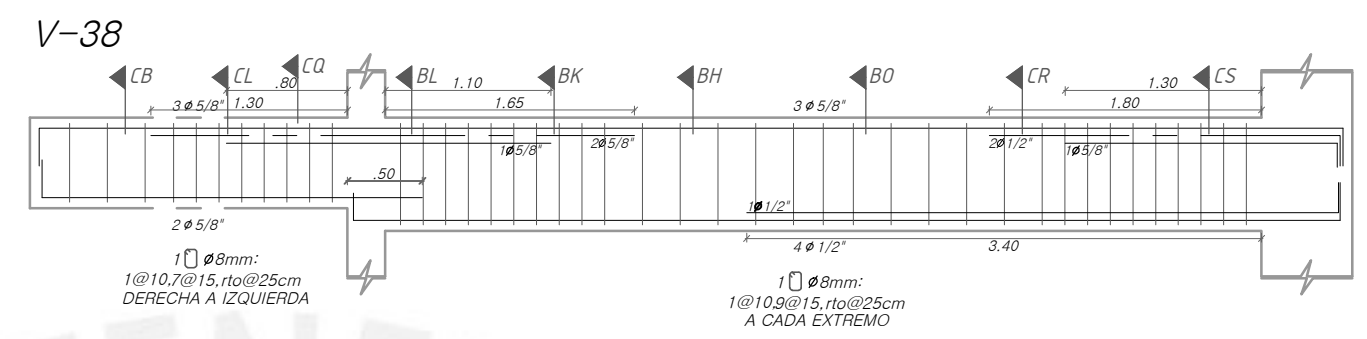
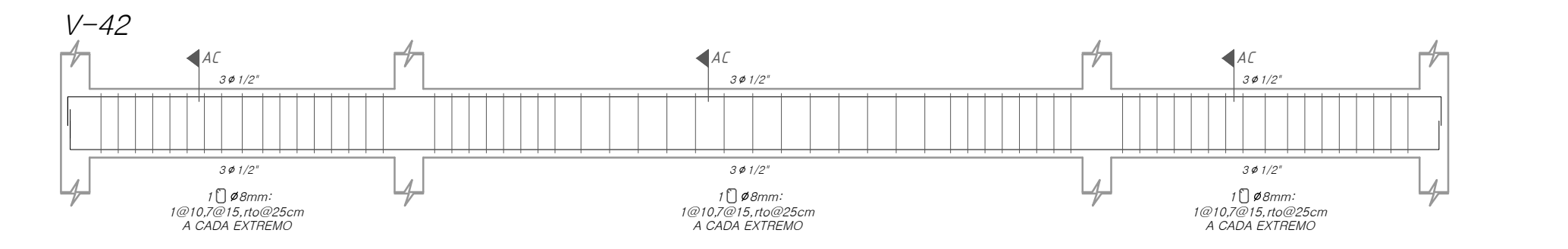
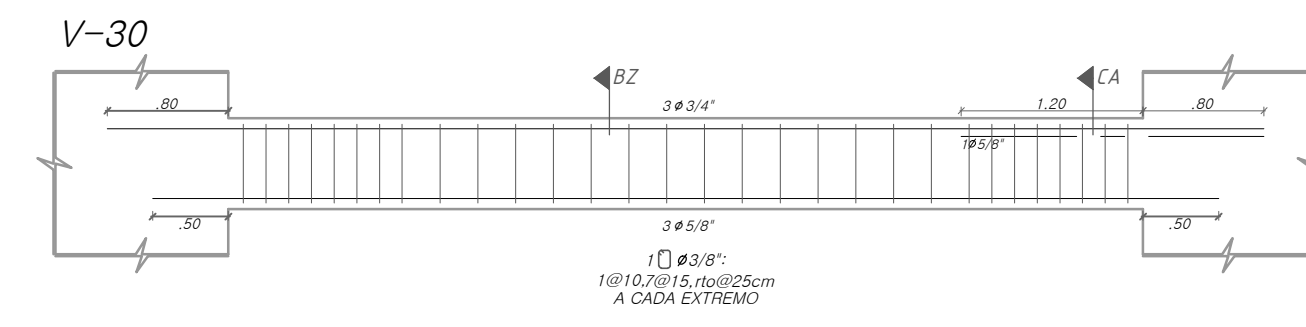
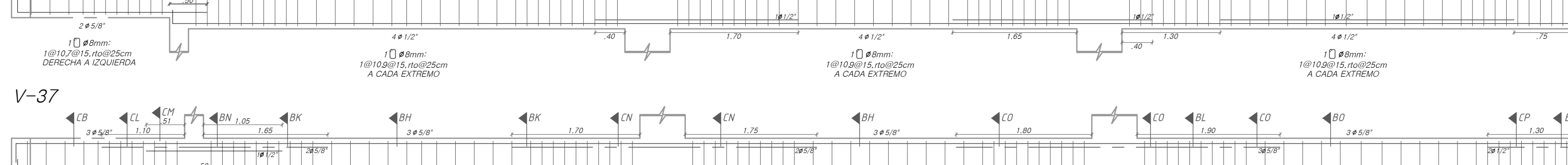
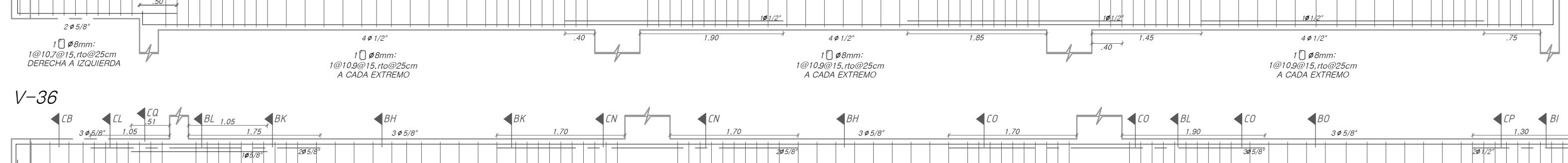
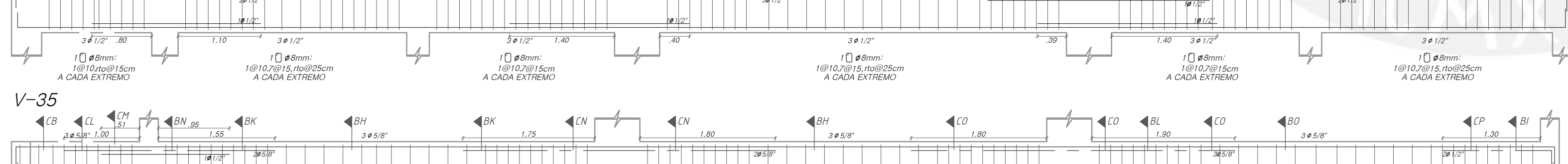
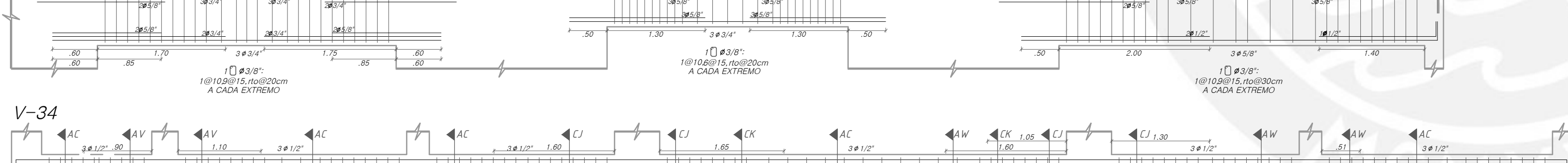
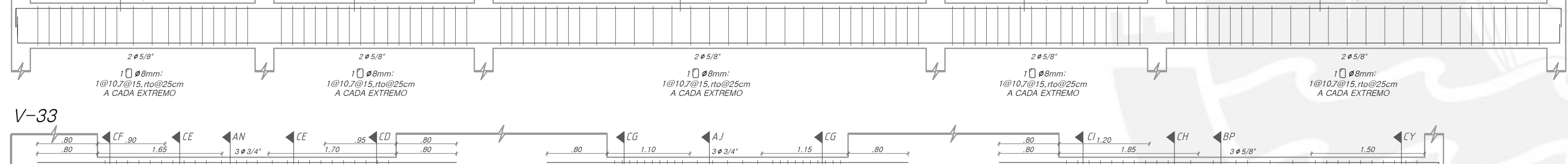
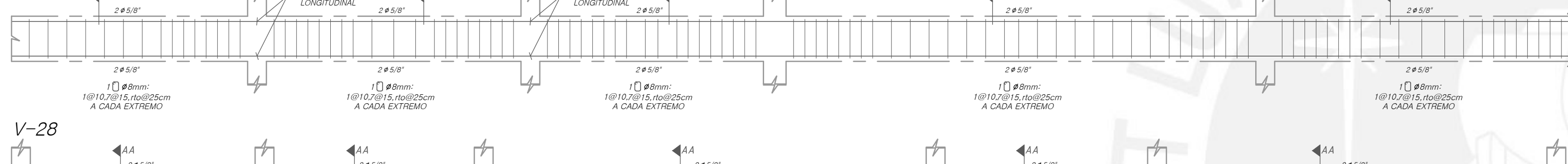
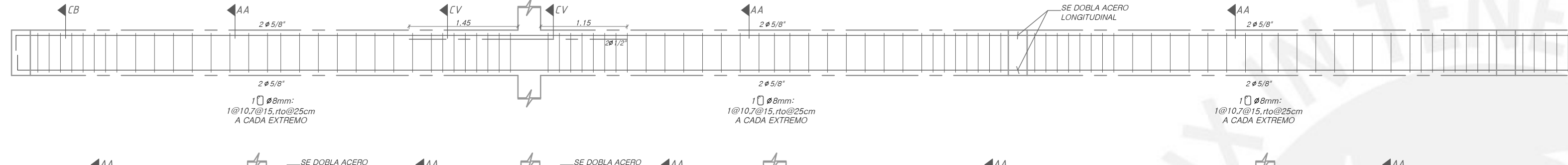
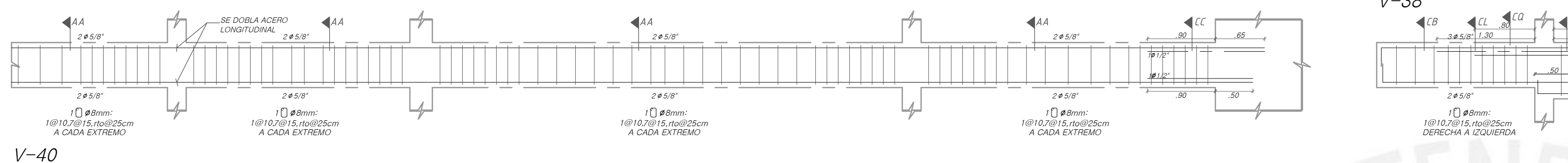
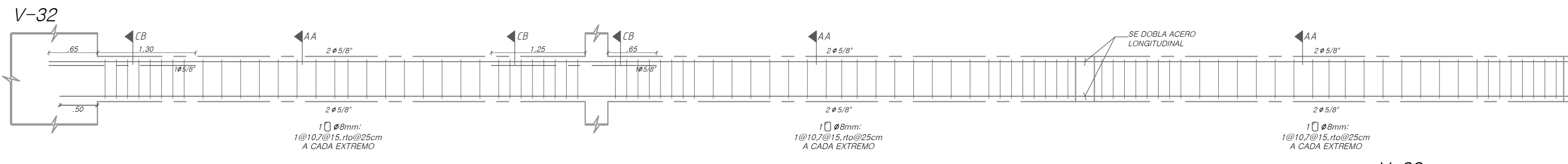
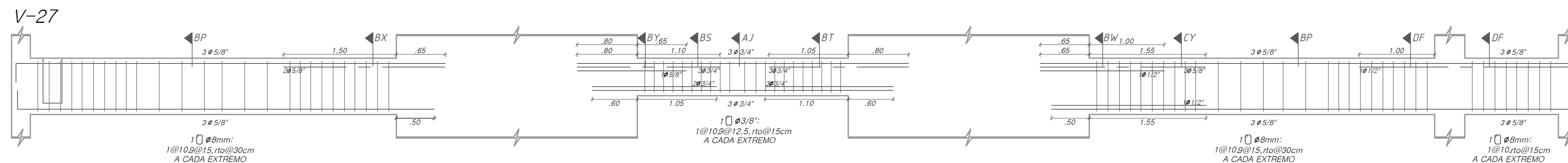
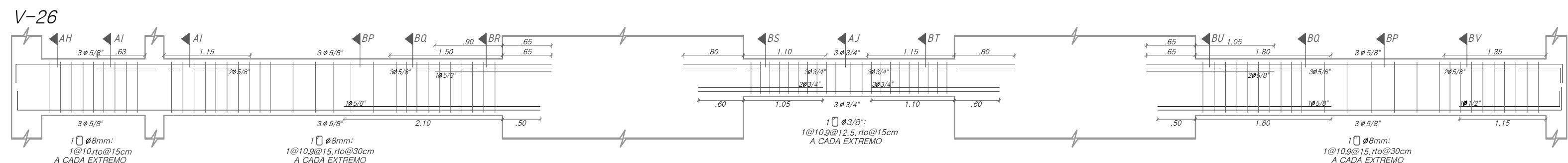


Bibliografía

- Blanco, A. (1994). Estructuración y Diseño de edificaciones de concreto armado.
Lima, Perú
- Meli, R. (2002). Diseño Estructural (2da Edición).
Distrito Federal, México: Editorial Limusa
- Muñoz, A. (2017). Apuntes del Curso Ingeniería Antisísmica 1.
Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial
- Ottazzi, G. (2016). Apuntes del curso Concreto Armado I (Decimoquinta ed.).
Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial
- Asmat, C. (2016). Estructuración e idealización.
Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Zegarra, J. (2016). Propiedades índice de los suelos.
Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- San Bartolomé, Ángel (1998). Análisis de edificios.
Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2006). Norma Técnica E.050 Suelos y cimentaciones.
Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2009). Norma Técnica E.060: Concreto Armado.
Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2016). Norma Técnica E.020 Cargas.
Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2018). Norma Técnica E.030: Diseño Sismoresistente.
Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.



ANEXOS



OBSERVACIONES

Table with 2 columns: DESCRIPCIÓN and FECHA. It is currently empty.

ESPECIALISTA RESPONSABLE

MAURICIO HIDALGO DIAZ

FIRMA Y SELLO

PROYECTO

BIBLIOTECA AVEIRO

UBICACIÓN

SAN MIGUEL - LIMA

ESPECIALIDAD

ESTRUCTURAS

PLANO

VIGAS 02

FECHA

DICIEMBRE 2020

ESCALA

INDICADA

LÁMINA

E-008

ÍNDICE DE PLANOS table with 2 columns: LÁMINA and DESCRIPCIÓN DE PLANOS. It lists various structural plans and their descriptions.