

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**Diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado en el
distrito de Surquillo**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

Piero Alonso Llamoya Núñez

Marco Aníbal Santivañez López

ASESOR:

Paulo Israel Mejía Trejo

Lima, noviembre, 2024

Informe de Similitud

Yo, Paulo Israel Mejia Trejo,

docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia

Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado

Diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado en el distrito de Surquillo

del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as)


Piero Alonso Llamoja Núñez,

Marco Aníbal Santivañez López,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 21%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 27/10/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: 05/11/2024

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Mejia Trejo, Paulo Israel</u>	
DNI: 74891236	Firma 
ORCID: https://orcid.org/0000-0001-9829-7735	

RESUMEN

La finalidad de esta tesis es desarrollar el análisis sísmico y diseño estructural de una vivienda residencial de ocho niveles situado en el distrito de Surquillo, Lima, Perú. Este proyecto no contempla sótanos, los únicos lugares de aparcamiento se sitúan en la primera planta. El primer piso cuenta con una zona de hall para el ingreso y tres departamentos, del segundo al séptimo se presenta una planta con cuatro apartamentos por nivel y en el último se encuentran los ambientes comunes.

Se empieza presentando las características arquitectónicas del edificio, las normas técnicas a utilizar para cada capítulo, las propiedades de los materiales, los objetivos de este trabajo y los combos de fuerzas que se emplean para el diseño de los elementos. Posteriormente, se efectúa la estructuración y predimensionamiento de los componentes horizontales y verticales utilizando los planos arquitectónicos.

Después se lleva a cabo el análisis sísmico estático y dinámico de la vivienda donde se determinan: los parámetros sísmicos; la masa sísmica; el tipo de irregularidades que presenta el proyecto; los modos de vibración; las derivas y desplazamientos y la junta sísmica que se aplica.

Posteriormente, se realizan los diseños de los elementos: losas macizas y aligeradas; vigas peraltadas; columnas; placas; las zapatas aisladas, combinadas y conectadas; los cimientos corridos; las vigas chatas; los tabiques no estructurales; y las escaleras.

Al final, se exponen las conclusiones y comentarios finales con relación a los resultados obtenidos del diseño del edificio. Se verifica que tenga validez y cumpla con todas las solicitudes de la normativa técnica vigente.

DEDICATORIA

Para nuestros padres, que son el motor para seguir alcanzando nuestros objetivos y llenarlos de orgullo con nuestros triunfos. Sin ellos, este trabajo no habría podido culminarse. Gracias por su apoyo constante y por brindarnos una educación de calidad a lo largo de todos estos años.

A nuestro asesor el Ing. Paulo Mejía Trejo por su ayuda en todas las etapas del desarrollo de esta tesis, en especial en el tramo final. Sin su mentoría y orientación terminar este proyecto hubiera sido mucho más complejo. Estamos muy agradecidos por su paciencia en explicarnos los errores y omisiones que tuvimos a lo largo de la redacción y diseño de la tesis.

Gracias



Índice

Capítulo 1 Generalidades	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Justificación	2
1.3 Objetivos.....	2
1.3.1 Objetivo general	2
1.3.2 Objetivos específicos.....	3
1.4 Alcance y descripción del proyecto.....	3
1.5 Normativa a utilizar	8
1.6 Combinaciones de carga y características de los elementos.....	8
1.7 Propiedades de los materiales.....	8
Capítulo 2 Estructuración y predimensionamiento	10
2.1 Estructuración.....	10
2.1.1 Consideraciones generales.....	10
2.1.2. Estructuración del edificio.....	11
2.2 Predimensionamiento	11
2.2.1 Predimensionamiento de losas	12
2.2.2 Predimensionamiento de vigas chatas	12
2.2.3 Predimensionamiento de vigas peraltadas.....	12
2.2.4 Predimensionamiento de columnas	13
2.2.5 Predimensionamiento de placas	16
2.2.6. Predimensionamiento de escaleras	17
2.2.7. Planos de la estructuración	19
Capítulo 3 Análisis sísmico.....	22
3.1. Definición de parámetros.....	22
3.1.1. Zonificación.....	22
3.1.2. Condiciones geotécnicas	22
3.1.3. Factor de amplificación sísmica	22
3.1.4. Uso de edificación	23
3.1.5. Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas inicial (R_0).....	23
3.2. Verificación de R	24
3.3. Masa sísmica.....	24
3.4. Análisis de irregularidades	25
3.4.1 Irregularidades en altura	25
3.4.2 Irregularidades en planta	27

3.5. Análisis sísmico estático.....	30
3.6. Análisis dinámico y fuerza cortante de diseño	32
3.7. Modos de vibración	33
3.8 Control de derivas de entrepiso	34
3.9. Control de desplazamientos de entrepiso	35
3.10. Junta sísmica.....	36
Capítulo 4 Diseño de losas	37
4.1 Losas aligeradas.....	37
4.1.1 Diseño por flexión	37
4.1.2 Diseño por cortante	38
4.1.3 Ejemplo de diseño de losa aligerada	38
4.2 Losas macizas	43
4.2.1 Ejemplo de diseño de losa maciza.....	44
Capítulo 5 Diseño de vigas.....	51
5.1.1. Diseño por flexión.....	51
5.1.2. Diseño por cortante y capacidad	52
5.1.3. Ejemplo de diseño de viga peraltada.....	53
Capítulo 6 Diseño de columnas.....	71
6.1 Diseño por flexocompresión.....	71
6.2 Diseño por cortante y capacidad.....	72
6.2.1. Fuerzas de diseño por cortante	72
6.2.2. Fuerzas de diseño por capacidad	73
6.3 Ejemplo de diseño	74
6.3.1. Metrado de columna	74
6.3.2. Diseño de columna	76
Capítulo 7 Diseño de placas	85
7.1 Diseño por flexocompresión.....	85
7.2 Diseño por cortante y capacidad.....	85
7.3 Ejemplo de diseño	87
7.3.1. Metrado de placa	87
7.3.2. Diseño de placa	88
Capítulo 8 Diseño de cimentaciones	97
8.1 Diseño de zapatas aisladas.....	98
8.1.1 Predimensionamiento	98
8.1.2 Verificación del cortante por punzonamiento	99

8.1.3 Verificación por cortante en una dirección	100
8.1.4 Diseño por flexión	100
8.1.5 Ejemplo de diseño de zapata aislada	100
8.2 Diseño de zapatas combinadas	105
8.2.1 Ejemplo de diseño de zapata combinada.....	106
8.3 Diseño de zapatas conectadas.....	116
8.3.1 Ejemplo de diseño de viga de cimentación	117
8.4 Diseño de cimientos corridos y sobrecimientos	121
Capítulo 9 Diseño de elementos no estructurales.....	123
9.1 Tabiquería.....	123
9.1.1 Metrado de tabiquería.....	123
9.1.2 Diseño de tabiquería.....	124
9.2 Diseño de escalera	126
9.2.1 Metrado de Escalera	126
9.2.1 Ejemplo de diseño de escalera.....	128
9.3 Diseño de Vigas chatas.....	130
9.3.1 Diseño por flexión	130
9.3.2 Diseño por cortante	130
9.3.3 Ejemplo de diseño de viga chata	130
Capítulo 10 Comentarios y conclusiones.....	133
10.1 Comentarios.....	133
10.2 Conclusiones.....	133
Referencias bibliográficas	135
Anexo 1 Planos de arquitectura.....	137
Anexo 2 Planos de estructuras	144

Índice de ilustraciones

Figura 1.1. Distribución arquitectónica de la planta baja.....	4
Figura 1.2. Distribución arquitectónica del piso típico	5
Figura 1.3. Distribución arquitectónica de la azotea	6
Figura 1.4. Vista en elevación de la arquitectura	7
Figura 2.1. Área tributaria de la columna C-2.....	14
Figura 2.2. Área tributaria de la columna C-11.....	15
Figura 2.3. Esbozo preliminar de escalera	17
Figura 2.4. Predimensionamiento tentativo del piso típico.....	19
Figura 2.5. Predimensionamiento del séptimo piso	20
Figura 2.6. Predimensionamiento de la azotea.....	21
Figura 3.1. Intervalos y fórmulas del factor C	22
Figura 3.2. Espectro de amplificación sísmica.....	23
Figura 3.3. Plano en planta de la edificación	29
Figura 4.1. Losas aligeradas a diseñar como ejemplo.....	39
Figura 4.2. Carga muerta en losa aligerada de ejemplo	39
Figura 4.3. Carga viva en losa aligerada de ejemplo	39
Figura 4.4. Diagrama de fuerza cortante	40
Figura 4.5. Diagrama de momento flector	40
Figura 4.6. Diseño final de losa aligerada.....	43
Figura 4.7. Losa maciza entre los ejes C-D y 1-3	44
Figura 4.8. Modelado de losa maciza con tabiquería.....	46
Figura 4.9. Momentos flectores en X.....	46
Figura 4.10. Momentos flectores en Y	46
Figura 4.11. Diseño final de la losa maciza	50
Figura 5.1 Viga VT-14 vertical ubicada entre los ejes C-D.....	54
Figura 5.2. Idealización de la VT-14 vertical ubicada entre los ejes C-D	55
Figura 5.3 Área de influencia de la VT-06.....	56
Figura 5.4 Esquema final de cargas de la viga VT-14	58
Figura 5.5. Diagrama de momento flector por sismo de diseño	58
Figura 5.6. Diagrama de momento flector por carga muerta	59
Figura 5.7. Diagrama de momento flector por carga viva	59
Figura 5.8. Envoltorio de las combinaciones de carga para los tres tramos	59

Figura 5.9. Distancias teóricas para el acero superior del extremo izquierdo del primer tramo	63
Figura 5.10. Diagrama de fuerza cortante por sismo de diseño para toda la viga.....	64
Figura 5.11. Diagrama de fuerza cortante por carga muerta	64
Figura 5.12. Diagrama de fuerza cortante por carga viva	65
Figura 5.13. Envolvente de fuerza cortante para los tramos de la viga.....	65
Figura 5.14 Deflexión por la carga muerta de la viga VT-14	69
Figura 5.15 Deflexión por la carga viva de la viga VT-14	69
Figura 5.16 Arreglo final de la viga VT-14	70
Figura 6.1 Área tributaria de la columna C11	74
Figura 6.2. Localización de la columna C11 entre los ejes 3-C.....	76
Figura 6.3. Diagrama de interacción por resistencia XX C11- primer tramo	78
Figura 6.4. Diagrama de interacción por resistencia YY C11- primer tramo	78
Figura 6.5. Diagrama de interacción por resistencia XX C11-segundo tramo	79
Figura 6.6. Diagrama de interacción por resistencia YY C11- segundo tramo	80
Figura 6.7. Diagrama de interacción por resistencia XX C11-tercer tramo.....	81
Figura 6.8. Diagrama de interacción por resistencia YY C11- tercer tramo.....	81
Figura 6.9. Diseño final de la columna C11 ejes (3-C).....	84
Figura 7.1 Área tributaria de la placa PL2	87
Figura 7.2. Ubicación de Placa 02 entre los ejes 6 y E	89
Figura 7.3 Diagrama de interacción por resistencia XX PL2- primer tramo	90
Figura 7.4 Diagrama de interacción por resistencia YY PL2- primer tramo	91
Figura 7.5. Diagrama de interacción por resistencia XX PL2- segundo tramo	92
Figura 7.6. Diagrama de interacción por resistencia YY PL2- segundo tramo	92
Figura 7.7. Diagrama de interacción por resistencia XX PL2- tercer tramo.....	93
Figura 7.8. Diagrama de interacción por resistencia YY PL2- tercer tramo.....	94
Figura 7.9. Arreglo final primer tramo.....	96
Figura 7.10. Arreglo final segundo tramo	96
Figura 7.11. Arreglo final tercer tramo	96
Figura 8.1. Módulo de reacción del suelo	98
Figura 8.2 Columna C4	101
Figura 8.3. Detalle de acero en zapata aislada	105
Figura 8.4. Esbozo inicial de zapata combinada	107
Figura 8.5. Centroides de la zapata combinada	108

Figura 8.6 Puntos de análisis de esfuerzos	109
Figura 8.7. Cortante máxima de la zapata en volado	113
Figura 8.8. Cortante máxima entre columnas con el caso de cargas $1.25(CM+CV)$ -SX.....	113
Figura 8.9. Momentos máximos sobre el eje Y (acero en X).....	114
Figura 8.10. Momentos máximos sobre el eje X (Acero en Y)	115
Figura 8.11. Esquema final de zapata combinada.....	116
Figura 8.12. Viga de cimentación a diseñar	117
Figura 8.13. Carga muerta actuante en la viga de cimentación.....	117
Figura 8.14. Carga viva actuante en la viga de cimentación.....	118
Figura 8.15. Sismo en X actuante en la viga de cimentación.....	118
Figura 8.16. Sismo en Y actuante en la viga de cimentación.....	118
Figura 8.17. Diagrama de fuerza cortante y momento flector sobre el eje longitudinal.....	118
Figura 8.18. Diagrama de fuerza cortante y momento flector sobre el eje transversal	118
Figura 8.19. Esquema de viga de cimentación.....	121
Figura 8.20. Cimiento corrido y sobrecimiento típico	122
Figura 9.1. Vista en planta de tabique.....	123
Figura 9.2. Diseño de refuerzo vertical para la tabiquería de ladrillo sílico calcáreo.....	125
Figura 9.3. Esquema de refuerzo vertical para la tabiquería de ladrillo sílico calcáreo.....	126
Figura 9.4. Vista en planta de escalera.....	126
Figura 9.5. Distribución de cargas en la escalera.....	128
Figura 9.6. Diagrama de momento flector	128
Figura 9.7. Diagrama de fuerza cortante	129
Figura 9.8. Esquema final del acero de las escaleras	129
Figura 9.9. Diagrama de fuerza cortante Vch-2	131
Figura 9.10. Diagrama de momento flector de la Vch-2.....	131
Figura 9.11. Diseño final de la Vch-2	132

Índice de tablas

Tabla 1.1. Combinaciones de cargas a utilizar	8
Tabla 1.2. Factores de reducción de cargas.....	8
Tabla 1.3. Propiedades del concreto.....	9
Tabla 1.4. Propiedades del acero.....	9
Tabla 2.1. Espesor de losa y luz libre.....	12
Tabla 2.2. Cargas de servicio para usos prácticos.....	14
Tabla 2.3. Predimensionamiento de columnas.....	16
Tabla 2.4. Cortante basal del predimensionamiento	17
Tabla 3.1. Verificación de factor R.....	24
Tabla 3.2. Masa sísmica del edificio	24
Tabla 3.3. Metrado manual	25
Tabla 3.4. Verificación de la irregularidad de piso blando	26
Tabla 3.5. Verificación de la irregularidad de piso débil	26
Tabla 3.6. Verificación de irregularidad del piso débil.....	27
Tabla 3.7. Comprobación de irregularidad torsional.....	27
Tabla 3.8. Análisis estático de la estructura	31
Tabla 3.9. Cálculo de cortantes basales.....	32
Tabla 3.10. Modos de vibración del edificio para traslación pura en el eje X.....	33
Tabla 3.11. Modos de vibración del edificio para traslación pura en el eje Y	33
Tabla 3.12. Modos de vibración del modelo tridimensional.....	34
Tabla 3.13. Verificación de derivas en X, Y y tridimensionalmente	34
Tabla 3.14. Cálculo de desplazamientos en cada nivel.....	35
Tabla 4.1. Momentos negativos y positivos del aligerado	40
Tabla 4.2. Acero instalado para momentos positivos del aligerado.....	40
Tabla 4.3. Acero instalado para momentos negativos de la losa aligerada	40
Tabla 4.4. Cortes de acero de la viga ejemplo.....	40
Tabla 4.5. Verificación de cortante de la viga ejemplo.....	41
Tabla 4.6. Metrado para techo de piso típico	44
Tabla 4.7. Acero para losa maciza	45
Tabla 4.8. Resultados finales del diseño por flexión.....	48
Tabla 5.1. Momentos últimos para la viga VT-14 entre los ejes C y D.....	60
Tabla 5.2. Acero requerido e instalado para la viga VT-14 entre ejes C y D	61

Tabla 5.3. Resistencias para combinación de acero	62
Tabla 5.4. Cortes de fierro para la viga VT-14 entre ejes C y D.....	63
Tabla 5.5. Cortantes de diseño representativas de la viga VT-14 entre los ejes C y D.....	66
Tabla 5.6 Límites de deflexiones	68
Tabla 6.1 Cálculos del metrado manual de la columna C11	75
Tabla 6.2. Cargas actuantes en C11- primer tramo	77
Tabla 6.3. Combinaciones de carga para C11- primer tramo.....	77
Tabla 6.4. Cargas actuantes en C11- segundo tramo	78
Tabla 6.5. Combinaciones de carga para C11- segundo tramo	79
Tabla 6.6. Cargas actuantes en C11- tercer tramo.....	80
Tabla 6.7. Combinaciones de carga para C11- tercer tramo	80
Tabla 6.8. Vu calculado amplificando las cargas de sismo.....	82
Tabla 7.1. Cálculos del metrado manual de la placa PL2	88
Tabla 7.2. Cargas actuantes en Placa 02- primer tramo	89
Tabla 7.3. Combinaciones de carga para Placa 02- primer tramo.....	90
Tabla 7.4. Cargas actuantes en Placa 02- segundo tramo	91
Tabla 7.5. Combinaciones de carga para Placa 02- segundo tramo	91
Tabla 7.6. Cargas actuantes en Placa 02- tercer tramo.....	92
Tabla 7.7. Combinaciones de carga para Placa 02- tercer tramo	93
Tabla 7.8. Distribución de acero por la verificación de cortante y capacidad	96
Tabla 8.1. Cargas en la base de la columna asumiendo sismos positivos.....	101
Tabla 8.2. Esfuerzos para los dos casos de sismo en ambas direcciones.....	103
Tabla 8.3. Dimensiones de elementos verticales.....	106
Tabla 8.4. Cargas en la base de la columnas y placa para sismos (+).....	106
Tabla 8.5. Distancias de cada elemento al centro de masa	108
Tabla 8.6. Fuerzas y momentos finales en el centroide de la zapata.....	108
Tabla 8.7. Esfuerzos en cada vértice de la zapata para cargas sin sismo	110
Tabla 8.8. Esfuerzos en cada vértice de la zapata para cargas con sismo en X	110
Tabla 8.9. Esfuerzos en cada vértice de la zapata para cargas con sismo en Y	111
Tabla 8.10. Esfuerzos para todos los casos de sismo	111
Tabla 8.11. Cortantes de punzonamiento de las columnas y placa de la zapata	112
Tabla 8.12. Arreglos finales de acero por flexión para la zapata combinada	115
Tabla 8.13. Arreglos finales de acero por flexión para la viga de cimentación	119
Tabla 9.1. Cargas finales	127

Tabla 9.2. Resultados finales del diseño por flexión..... 131



Capítulo 1 Generalidades

1.1 Introducción

El proceso del diseño estructural de un edificio es, sin lugar a duda, la etapa más importante en la ejecución de proyectos, dado que debe garantizar: el buen comportamiento de la estructura ante posibles fenómenos naturales (sismos, tsunamis, tornados, incendios, etc.), asegurar el bienestar de los usuarios a raíz de alguna posible falla que se produzca y en la medida posible reducir las pérdidas materiales que podrían generarse, debido a los desastres ya mencionados.

La costa del Perú se ubica adentro del conocido Cinturón de Fuego, zona que resulta de la tectónica de placas y tiene una extensión de más de 40,000 km. Esta área se caracteriza por ser el límite de múltiples placas donde se presenta alta actividad sísmica, alrededor del 90% de los sismos anuales en el mundo se producen dentro de esta (Tavera, 2020). Es por esta razón que, bajo este panorama, se torna todavía más relevante el correcto desarrollo del análisis sísmico en un proyecto de construcción en países como el Perú.

A pesar de todo lo anteriormente señalado, es común observar en el país construcciones empíricas sin un diseño estructural, falta de uso de planos en la construcción de obras, materiales que no alcanzan los estándares mínimos de calidad, etc. En el Perú, se calcula que más del 80% de las construcciones han sido realizadas de manera informal. Este porcentaje se incrementa a un 90% en las periferias de las urbes (CAPECO, 2018). Esta situación a largo plazo podría generar daños irreparables, en especial en el litoral peruano, que se sitúa encima del límite de dos placas a través del proceso de subducción. Estas son las placas de Nazca y Sudamericana (Guardia, 2011).

Con respecto a la ciudad de Lima siete de cada diez casas son construidas sin ninguna evaluación técnica ni asesoramiento de ingenieros, lo cual vuelve más alarmante esta situación (Castillo 2021), puesto que, al ser la ciudad más poblada, esta cifra se asemeja mucho al valor promedio del país. Es por ello que en este trabajo se presenta la ejecución completa del diseño estructural de una edificación utilizando de forma minuciosa las normas técnicas establecidas en el reglamento nacional de edificaciones, para poder dejar un ejemplo correcto de cómo se debe proyectar una edificación en la región.

1.2 Justificación

El diseño y análisis estructural de una estructura, no consiste sólo en evitar su colapso, según la Norma técnica E.030 (2017), también buscar salvaguardar las vidas humanas y garantizar el funcionamiento de los servicios básicos. No obstante, de acuerdo con Muñoz (2021), la misma norma reconoce que mantener las edificaciones sin daños para cualquier tipo de sismo no es una labor posible. Esto se debe a la naturaleza impredecible de los sismos, pues al vivir en un país con alto riesgo sísmico, durante la vida de una edificación existe la posibilidad de que acontezcan sismos leves, moderados o severos. Por lo cual, es indispensable seguir todas las recomendaciones y requerimientos mínimos que la norma contempla.

Por otro lado, es fundamental usar como base los principios de la norma técnica de cargas, los cuales proponen que, para el análisis estructural, todas las partes de la edificación deben ser capaces de resistir las cargas que se le apliquen según las combinaciones prescritas (Norma E.020, 2006). Con el fin de avalar la seguridad y el buen funcionamiento del edificio, estas combinaciones de cargas no deben causar deformaciones ni esfuerzos mayores a los mínimos requeridos.

Finalmente, como se plantea realizar una edificación de hormigón armado, se utilizará la Norma E.060 (2009), que nos permita conocer las exigencias mínimas sobre el material, el monitoreo de calidad y la revisión continua de las estructuras del proyecto. Es importante mencionar que estas fuentes no se usan de manera independiente, estas tienen sentido en cuanto se utilizan en conjunto y se complementan. De esta manera, estos son los conceptos y principios que serán el eje teórico del desarrollo de esta tesis.

1.3 Objetivos

Los objetivos de este trabajo se dividen en uno principal y otros secundarios que también son de suma importancia para poder hacer el diseño correcto en concreto armado del edificio en cuestión. A continuación, se presentan:

1.3.1 Objetivo general

- Efectuar el diseño estructural de la edificación bajo cargas y momentos de sismo y gravedad para garantizar un comportamiento óptimo de la estructura, cumpliendo con las solicitaciones del reglamento en cuestión.

1.3.2 Objetivos específicos

- Predimensionar de manera inicial la estructuración de la edificación y determinar las fuerzas bajo las cuales se someterá a la estructura.
- Analizar el comportamiento sísmico considerando el caso estático, dinámico y dinámico traslacional.
- Realizar los diseños de cada elemento estructural de la vivienda trabajada.

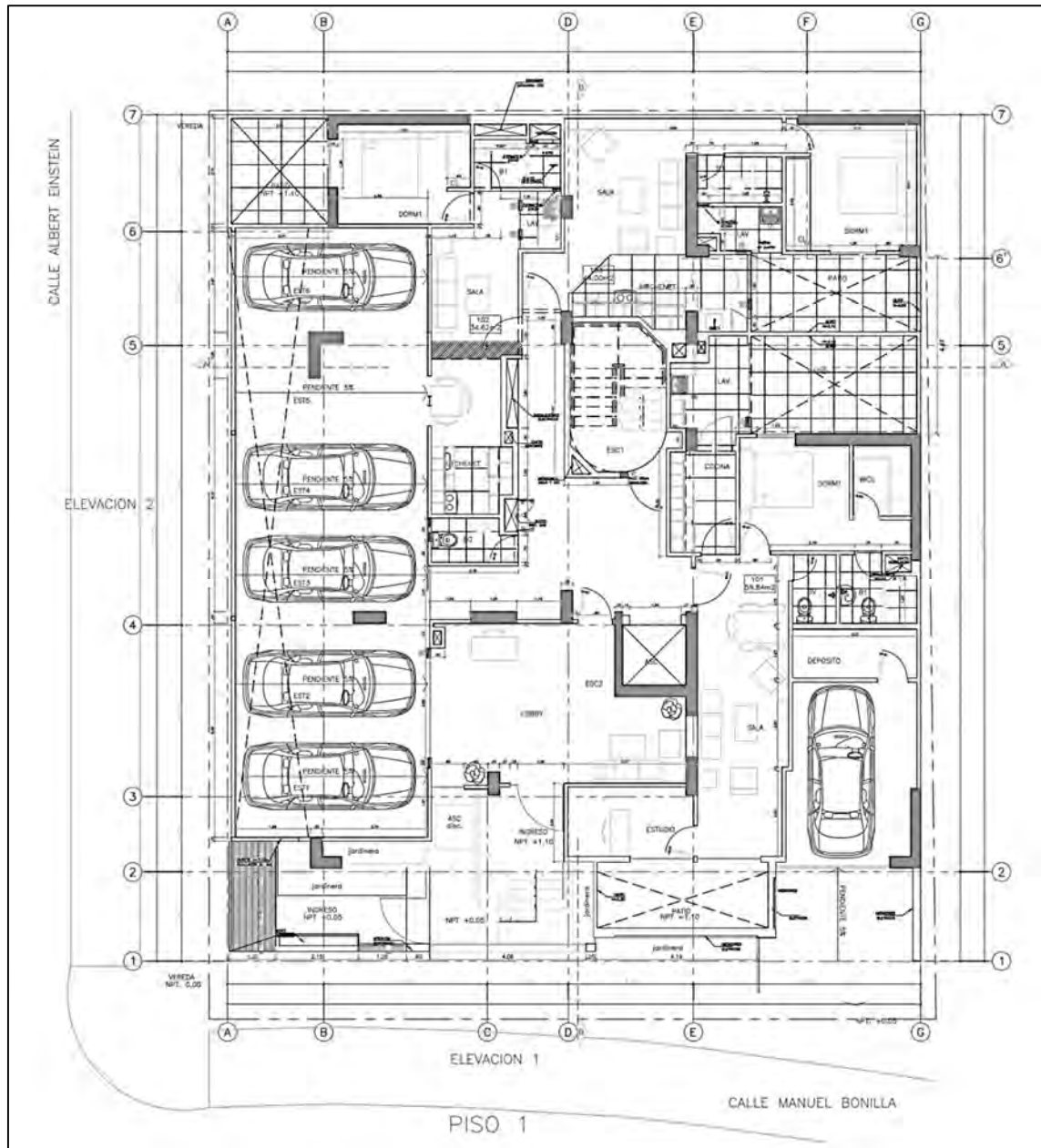
1.4 Alcance y descripción del proyecto

Inmueble multifamiliar de ocho pisos. El edificio se localiza en un área rectangular de 400 m² aproximadamente y se encuentra ubicado en el cruce de las calles Manuel Bonilla y Albert Einstein en el distrito de Surquillo, Lima. Para la realización de los cálculos del análisis y diseño, se trabaja con un concreto de resistencia $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, barras de acero corrugado de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y se utilizan las Normas Técnicas de Edificación: E.020 (Cargas), E.030 (Diseño Sismorresistente) y E.060 (Concreto Armado).

El primer piso cuenta con una recepción, estacionamientos, ambientes de esparcimiento, áreas verdes y tres departamentos. Del segundo al séptimo nivel se construye una planta que se repite y que consta de 4 apartamentos con una distribución asimétrica. Cada uno está constituido por dormitorios, cocina, baños, comedor, estudio, lavandería y sala. En el octavo piso, se tienen zonas de recreación compartida, gimnasio, salas de reuniones, etc. La azotea es de acceso limitado, dado que contiene los equipos electromecánicos, ductos de instalaciones mecánicas, etc. Para la circulación dentro del edificio se dispone de un elevador y una escalera situados en la parte central de cada nivel.

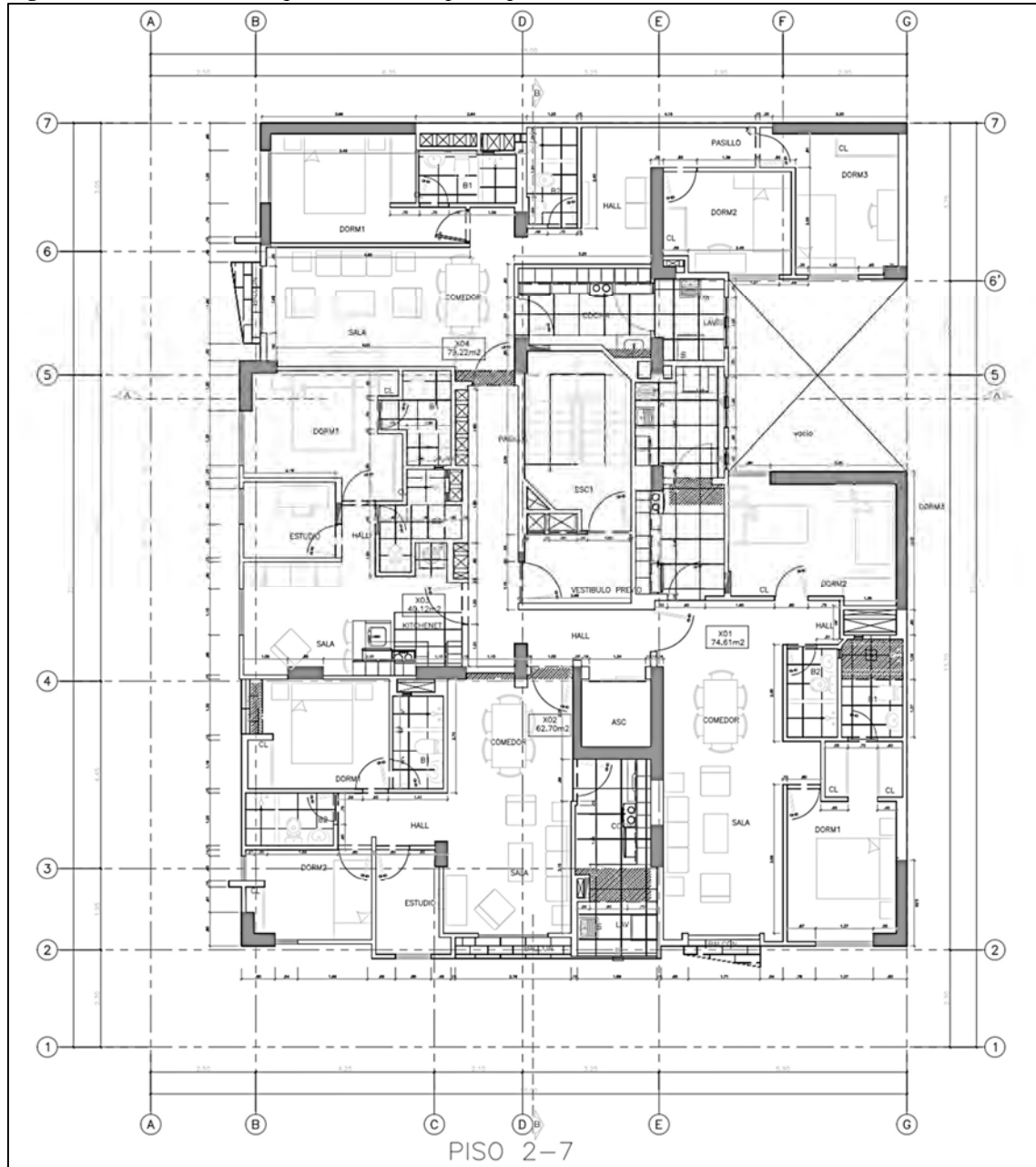
El predimensionamiento y estructuración se obtienen empleando los criterios estudiados en el curso de concreto armado 2 y en la bibliografía seleccionada. El diseño y modelamiento se realiza en el software ETABS y SAFE con el que se obtendrán los valores necesarios para diseñar de forma correcta todos los elementos estructurales siguiendo los lineamientos de los reglamentos y normas técnicas.

Figura 1.1. Distribución arquitectónica de la planta baja



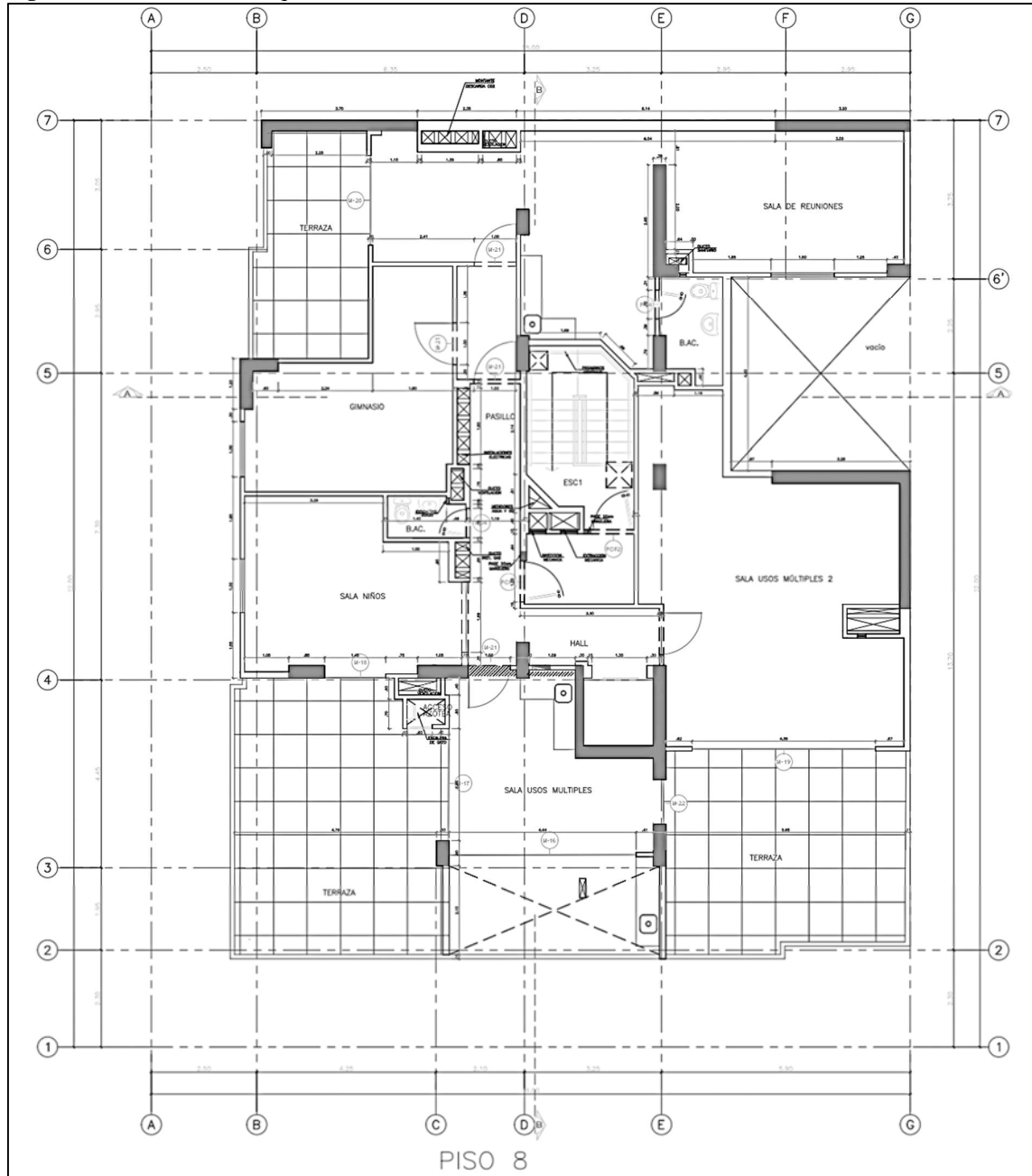
Fuente: Elaboración propia

Figura 1.2. Distribución arquitectónica del piso típico



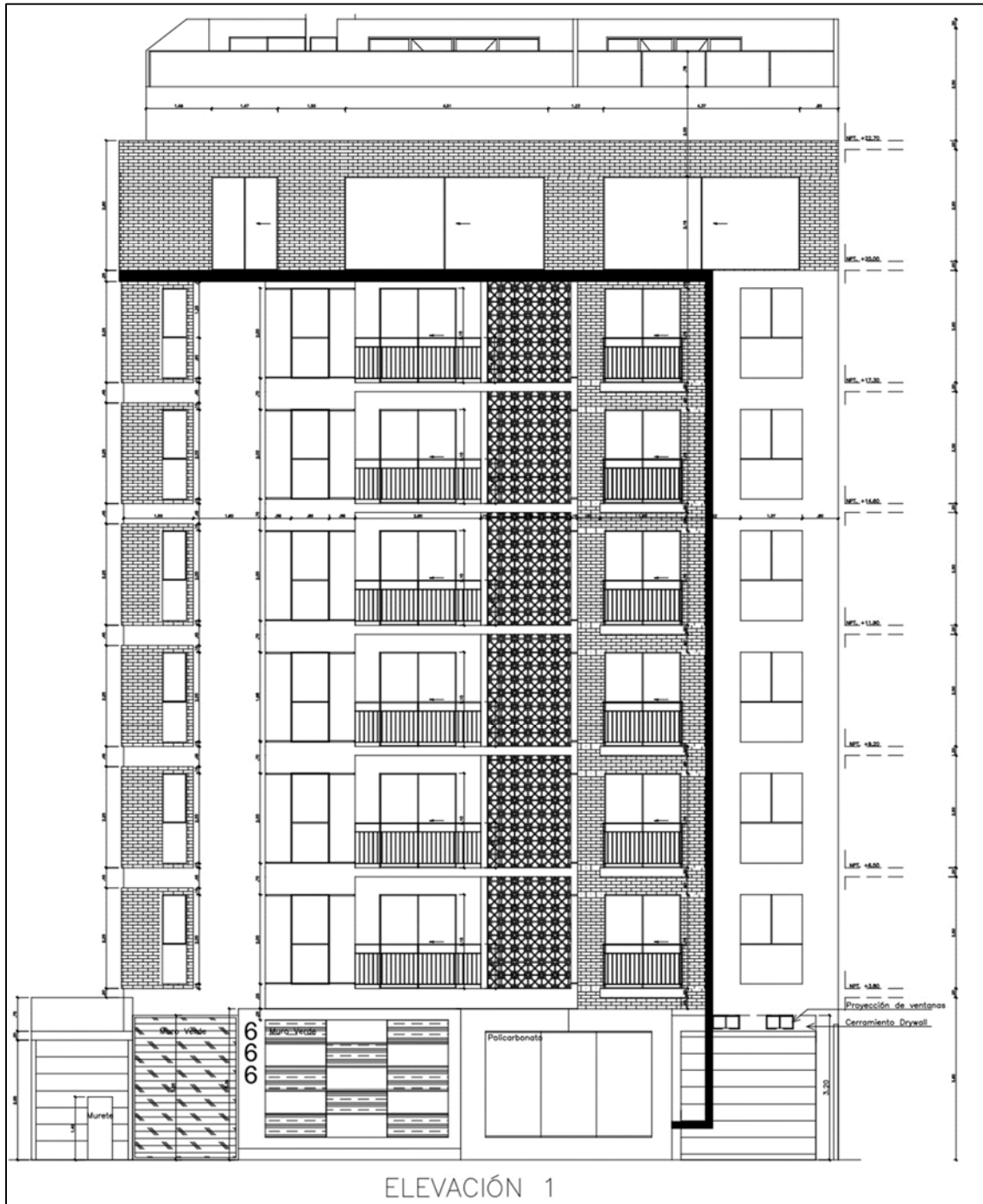
Fuente: Elaboración propia

Figura 1.3. Distribución arquitectónica de la azotea



Fuente: Elaboración propia

Figura 1.4. Vista en elevación de la arquitectura



Fuente: Elaboración propia

1.5 Normativa a utilizar

Para el diseño y análisis de la estructura del proyecto se utilizarán las siguientes normas.

- Norma Técnica de Edificación E.020 "Cargas" (2006).
- Norma Técnica de Edificación E.030 "Diseño sismorresistente" (2017)
- Norma Técnica de Edificación E.060 "Concreto armado" (2009)

1.6 Combinaciones de carga y características de los elementos

Para realizar los cálculos del diseño de elementos estructurales es necesario utilizar amplificaciones de cargas para alcanzar la resistencia mínima necesitada y así cumplir con las solicitaciones de la norma E.060. Estas combinaciones se detallan a continuación:

Tabla 1.1. Combinaciones de cargas a utilizar

Nº	Combinaciones
1	1.4CM + 1.7CV
2	1.25(CM + CV) + CS
3	1.25(CM + CV) - CS
4	0.9CM + CS
5	0.9CM - CS

Fuente: Norma E.060 Concreto Armado

De la misma forma, también se usan los siguientes factores de reducción para proporcionar una mayor seguridad a la estructura:

Tabla 1.2. Factores de reducción de cargas

Caso	Factor (ϕ)
Flexión	0.90
Tracción y flexo tracción	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y torsión	0.85
Compresión y flexocompresión	0.70

Fuente: Norma E.060 Concreto Armado

1.7 Propiedades de los materiales

La construcción del edificio se realiza a base de dos materiales principalmente, estos son el concreto y acero. Para este proyecto las características de estos elementos son} las siguientes:
Concreto:

Tabla 1.3. Propiedades del concreto

Características del concreto	
f_c (kg/cm ²)	210
E_c (kg/cm ²)	217,000
ν	0.15

Fuente: Elaboración propia

Donde:

- f_c : resistencia a la compresión del concreto a 28 días
- E_c : Módulo de elasticidad
- ν : Módulo de Poisson

Acero:

Tabla 1.4. Propiedades del acero

Características del acero	
ASTM A615	Gr. 60
F_y (kg/cm ²)	4,200
E_s (kg/cm ²)	2,170,000
ϵ_y	0.021

Fuente: Elaboración propia

Donde:

- F_y : Esfuerzo de fluencia
- E_s : Módulo de elasticidad
- ϵ_y : Deformación unitaria del acero al fluir

Capítulo 2 Estructuración y predimensionamiento

Utilizando los planos arquitectónicos que se presentaron anteriormente. Se realiza la estructuración de las columnas, placas, losas, entre otros elementos de concreto armado. Posteriormente, el predimensionamiento que luego se verificará en los próximos capítulos.

2.1 Estructuración

Para la estructuración de este proyecto se han utilizado los criterios planteados por el ing. Blanco en la publicación “Estructuración y diseño de Edificaciones de concreto armado” (1994). Se expone una pequeña descripción para algunos de estos.

2.1.1 Consideraciones generales

- Simplicidad y simetría

Las estructuras simples responden de manera más efectiva a los sismos. Esto se debe a que la predicción del comportamiento sísmico de una estructura simple y simétrica es más sencilla que para una estructura compleja. Además, la idealización para este tipo de estructuras es más certera y precisa. Se debe tomar en cuenta que las estructuras asimétricas pueden generar efectos de torsión que pueden perjudicar a la estructura (Blanco, 1994).

- Uniformidad y continuidad de la estructura

Otro aspecto clave para el adecuado desempeño de la estructura es la regularidad en planta y altura. Las variaciones en la continuidad de los elementos pueden generar concentraciones de esfuerzos en zonas específicas, esto a su vez puede generar daño estructural. De ser necesario cambiar las dimensiones de la estructura, esto será de manera progresiva para evitar cambios bruscos (Blanco, 1994).

- Rigidez lateral

Este criterio permite verificar que los desplazamientos de entrepiso en ambas direcciones no generen deformaciones importantes, se requiere el análisis del control de derivas para poder corroborarlo. Por esta razón, se sugiere incorporar elementos que aporten rigidez lateral a la estructura. En dicho sentido, es conveniente agregar placas en sistemas aperticados para tener una estructura con elementos rígidos y flexibles (Blanco, 1994).

- Diafragma rígido

Habitualmente se considera cada losa de piso como un sólido en el plano. Una de las condiciones se fundamenta en que la elevada rigidez de las losas permite asumir que los elementos de entrepiso se desplazan uniformemente. Además, facilita que al hacer el análisis estructural las fuerzas se distribuyan de acuerdo con su rigidez.

Esta idealización debe ser corroborada evitando las losas con muchos ductos y/o aberturas que podrían disminuir su rigidez. Básicamente, hay que reducir en la medida de lo posible las irregularidades en planta. (Blanco, 1994).

2.1.2. Estructuración del edificio

En las imágenes 1.1, 1.2 y 1.3 se aprecian los planos de arquitectura en planta con las que cuenta el proyecto. Estas sirven como punto de partida para hacer la estructuración y posterior predimensionamiento de los elementos estructurales. Las principales disposiciones referentes a la estructuración que se aplican al edificio son:

Se dispone de muros estructurales ubicados en ambos ejes con la finalidad de que la rigidez lateral proporcionada soporte de manera adecuada las solicitaciones (gravedad, sismo, viento, etc.) que se presenten. Las placas se ubican principalmente en los bordes de la edificación contiguos a los edificios vecinos para que puedan resistir de forma eficiente las cargas solicitadas y también desplazamientos tanto laterales como angulares que se presenten. Las dimensiones usadas para la estructuración serán iguales en todos los niveles. De esta forma se logra mantener la continuidad, uniformidad y una rigidez constante.

Se puede visualizar en las figuras 1.1, 1.2 y 1.3 que las plantas no son simétricas principalmente debido al ducto que se ubica en la parte derecha del edificio. Por ello, al momento de diseñar la estructura se revisa detalladamente la localización del centro de masa y centro de rigidez para tener posiciones relativamente cercanas y así evitar efectos importantes de torsión.

2.2 Predimensionamiento

La realización del predimensionamiento fue elaborado tomando como base las recomendaciones del texto “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” del ingeniero Blanco. No obstante, las dimensiones que se obtienen en esta sección se verifican posteriormente cuando se efectúa el análisis sísmico y el diseño de cada elemento.

2.2.1 Predimensionamiento de losas

Predimensionamiento de losas aligeradas

Para predimensionar el peralte de las losas aligeradas se utilizaron los siguientes criterios planteados por el ingeniero Blanco:

Tabla 2.1. Espesor de losa y luz libre

Espesor de la losa (m)	Luz libre "ln" (m)
0.17	$Ln < 4$
0.2	$4 < Ln < 5.5$
0.25	$5.5 < Ln < 6.5$
0.3	$6.5 < Ln < 7.5$

Fuente: Estructuración y diseño de edificaciones en Concreto Armado (Blanco, 1994)

En el proyecto se dispone de una luz libre máxima de 5.95 metros, por lo que se elige utilizar peraltes de 20 y 25 cm de espesor, según el largo del paño. Además, la dirección de los aligerados se toma según la luz libre más corta del paño. Vale mencionar que este procedimiento de predimensionamiento es válido, debido a que la sobrecarga máxima actuante es de 0.20 ton/m^2 .

Predimensionamiento de losas macizas

Se han ubicado en los paños que corresponden a las zonas de escalera y ascensor, que es la parte central de la planta. Para lograr uniformidad en la planta, se elige un peralte de 20 cm.

2.2.2 Predimensionamiento de vigas chatas

Para este edificio se contempla utilizar vigas chatas solo para dos casos. En primer lugar, se colocan debajo de los tabiques localizados en la misma dirección del aligerado para soportar su peso. Por otro lado, también se utiliza para separar las losas macizas de los aligerados. Vale mencionar que el ancho de las vigas chatas depende del espesor de la tabiquería, por lo que se utilizan espesores de 15 y 20 cm.

2.2.3 Predimensionamiento de vigas peraltadas

En el caso de que las vigas sean parte de pórticos o elementos diseñados para resistir sismos se ha considerado al menos un ancho de 25 cm, según los requerimientos de la Norma Técnica E.060 de Concreto Armado. Para este proyecto en particular se utiliza un ancho de 30 centímetros en la mayoría de los elementos. No obstante, para algunas vigas en ciertos casos, se ha considera un ancho de 25 cm por cumplir una función distinta.

Para dimensionar los peraltes, el ingeniero Blanco considera dividir la luz libre entre 10 o 12. Este criterio se considera como el valor mínimo para determinar el peralte que se va a emplear para el predimensionamiento. En el caso de esta edificación, la mayor luz libre es de aproximadamente 6 metros, por lo que se decide utilizar un peralte de 60 cm para todas las vigas.

2.2.4 Predimensionamiento de columnas

En este edificio son las placas quienes toman la mayor carga por sismo, esto implica que las columnas se comportan principalmente según las cargas de gravedad que soportan. Estos elementos están diseñados para soportar la carga axial y momentos flectores generados. Para ello, el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones en Concreto Armado” plantea las siguientes fórmulas según el tipo de columna y su ubicación.

- Para columnas esquineras y exteriores:

$$A_{col} = \frac{P_{serv.}}{0.35f'c}$$

- Para columnas interiores:

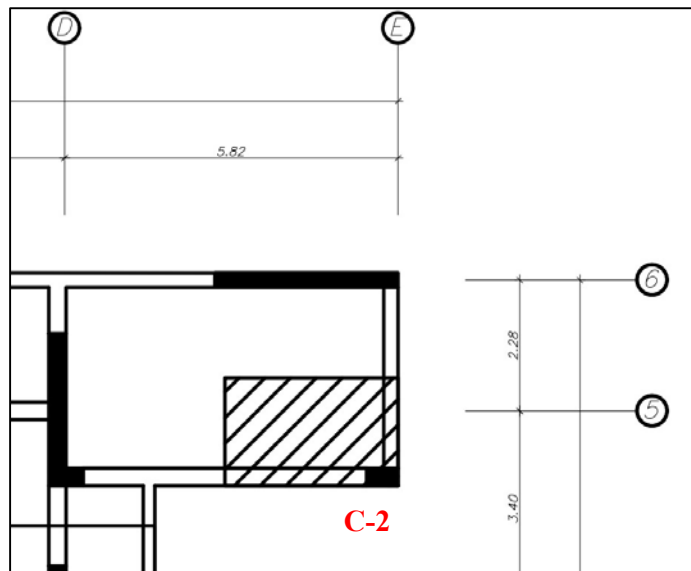
$$A_{col} = \frac{P_{serv.}}{0.45f'c}$$

Posteriormente, con el propósito de calcular la carga de servicio, se halla el área tributaria de las columnas y se multiplicaron por un valor de 1 ton/m². Asimismo, la norma E.060 indica en el artículo 21.6.2 que las columnas tendrán un espesor mínimo de 25 cm. Además, al ser una edificación de 8 pisos, se optó por utilizar un espesor igual al ancho de vigas. Con dichos valores y la fórmula anteriormente expuesta, se calcularon las otras dimensiones de cada una de las columnas.

A continuación, se ofrecen algunos ejemplos para cada situación de columna

Columna entre los ejes D-E y 4-5

Figura 2.1. Área tributaria de la columna C-2



Fuente: Elaboración propia

El primer paso es determinar el área tributaria

$$A_{\text{tributaria}} = 3.02 \times 1.88 = 5.68 \text{ m}^2$$

Posteriormente, se halla la carga de servicio, al estar diseñando una vivienda multifamiliar se define como una edificación de categoría C y corresponde asumir una carga de servicio inicial de 1 ton/m². Adicionalmente se multiplica este valor por el número de niveles que en este caso son ocho pisos.

Tabla 2.2. Cargas de servicio para usos prácticos

Cargas de servicio de uso práctico	
Categoría de la edificación	Peso de servicio promedio (kg/m ²)
A	1500
B	1250
C	1000

Fuente: Norma E.030

$$P_{\text{serv.}} = 1000 \times 5.68 \times 8 = 45440 \text{ kg}$$

Después se calcula el área de la columna

$$A_{\text{col}} = \frac{45440}{0.35 \times 210} = 618.2 \text{ cm}^2$$

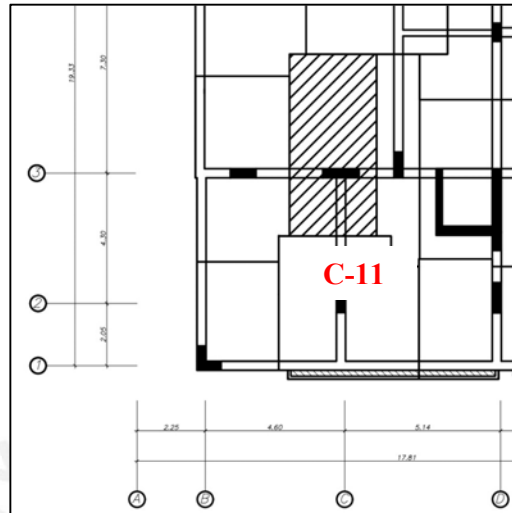
Al estar trabajando en una viga con ancho de 30 cm basta con despejar la dimensión faltante y aproximarla a un múltiplo de 5 cm.

$$L_{\text{col x}} = 30 \text{ cm}$$

$$L_{\text{col } y} = \frac{849}{30} = 28.3 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Columna centrada entre ejes 3-C

Figura 2.2. Área tributaria de la columna C-11



Fuente: Elaboración propia

Se calcula los mismos valores

$$A_{\text{tributaria}} = 2.875 \times 6.00 = 17.25 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{serv.}} = 1000 \times 17.25 \times 11 = 189,750 \text{ kg}$$

$$A_{\text{col}} = \frac{189,750}{0.45 \times 210} = 2007.94 \text{ cm}^2$$

$$L_{\text{col } x} = 30 \text{ cm}$$

$$L_{\text{col } y} = \frac{2007.94}{30} = 66.93 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}$$

Se presentan las dimensiones preliminares para todas las columnas que se requieren para el edificio. En todos los casos se cumple que la sección a instalar es mayor a la requerida.

Tabla 2.3. Predimensionamiento de columnas

Descripción	A(m ²)	Pserv. (kg)	Ac (cm ²)	B (cm)	L (cm)
C-1	10.1	111,000	1507	25.00	65.00
C-2	5.7	62,400	849	30.00	30.00
C-3	16.0	176,500	1868	30.00	65.00
C-4	8.9	97,800	1035	30.00	35.00
C-5	21.3	234,000	2476	30.00	85.00
C-6	9.7	106,000	1125	30.00	40.00
C-7	19.5	175,700	1859	30.00	65.00
C-8	6.5	6,500	88	25.00	5.00
C-9	12.4	136,000	1437	30.00	50.00
C-10	24.6	246,400	2607	30.00	90.00
C-11	17.3	189,800	2008	30.00	70.00
C-12	9.5	104,100	1416	30.00	50.00
C-13	18.6	186,000	2526	30.00	85.00

Fuente: Elaboración propia

2.2.5 Predimensionamiento de placas

Los muros de corte o placas son elementos verticales que cumplen la función de aportar la mayor cantidad de rigidez al edificio y también aguantar las cargas sísmicas que pueden generarse.

En el predimensionamiento de las placas, si el edificio tiene pocos pisos, se puede considerar 10 centímetros de espesor como mínimo. Sin embargo, es habitual utilizar un espesor de 15, 20, 25 o hasta de 30 centímetros según la cantidad de niveles que posea la estructura (Blanco, 1994). Para esta edificación en particular, al contar con 8 pisos, se optó por implementar en la mayoría de los muros se usa un espesor de 25 o 30 cm dependiendo del ancho de la viga que se tenga para mantener la uniformidad.

El primer paso para el cálculo es determinar una cortante basal preliminar con la que se obtendrá la longitud necesaria para cada eje.

Tabla 2.4. Cortante basal del predimensionamiento

Coefficientes	Descripción	En X	En Y
Z	Z 3	0.40	0.40
U	C	1	1
C	-	2.5	2.5
S	Tipo S1	1	1
P	1 ton/m ² x A trb.	2724	2724
R	Muros estructurales	6	6
V (ton)	ZUCSP/R	454	454

Fuente: Elaboración propia

Se calcula a continuación la longitud tanto en X e Y que se requiere. Se asume que el espesor uniforme es 25 cm.

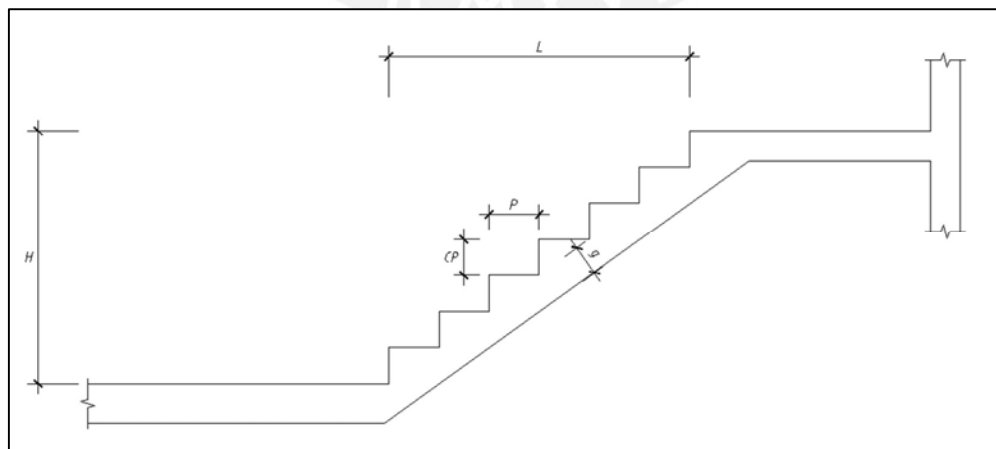
$$L_X = L_Y = \frac{V_{\text{basal}}}{\phi \times 0.53 \sqrt{210} \times bw \times 0.8} = \frac{502.71 \times 10^3}{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30} = 2318 \text{ cm}$$

Se evidencia que para ambos casos la longitud ha salido elevada, sin embargo, en este cálculo no se considera el aporte de rigidez que brindan todas las columnas, ni tampoco los refuerzos de acero que se instalan posteriormente en todos los elementos verticales y que en este momento todavía no se contemplan.

2.2.6. Predimensionamiento de escaleras

Con los planos de arquitectura se realiza un esquema preliminar del primer tramo de la escalera principal

Figura 2.3. Esbozo preliminar de escalera



Fuente: Elaboración propia

Donde se han definido las siguientes dimensiones:

- H = Altura hasta el descanso
- L = Proyección horizontal de los pasos de la escalera
- P = Paso
- Cp = Contrapaso
- g = garganta

La dimensión del paso se establece en 25 cm, como se puede ver en los planos de arquitectura. Por otro lado, el contrapaso se calcula dividiendo la altura del entrepiso entre la cantidad de escalones que se planean instalar, en este caso son 15. Por lo tanto, la altura de cada uno es de 18 cm.

$$CP = \frac{H}{\#pasos} = \frac{2.70}{15} = 0.18 \text{ m}$$

Para hallar el espesor de la garganta se usan una siguientes dos expresiones:

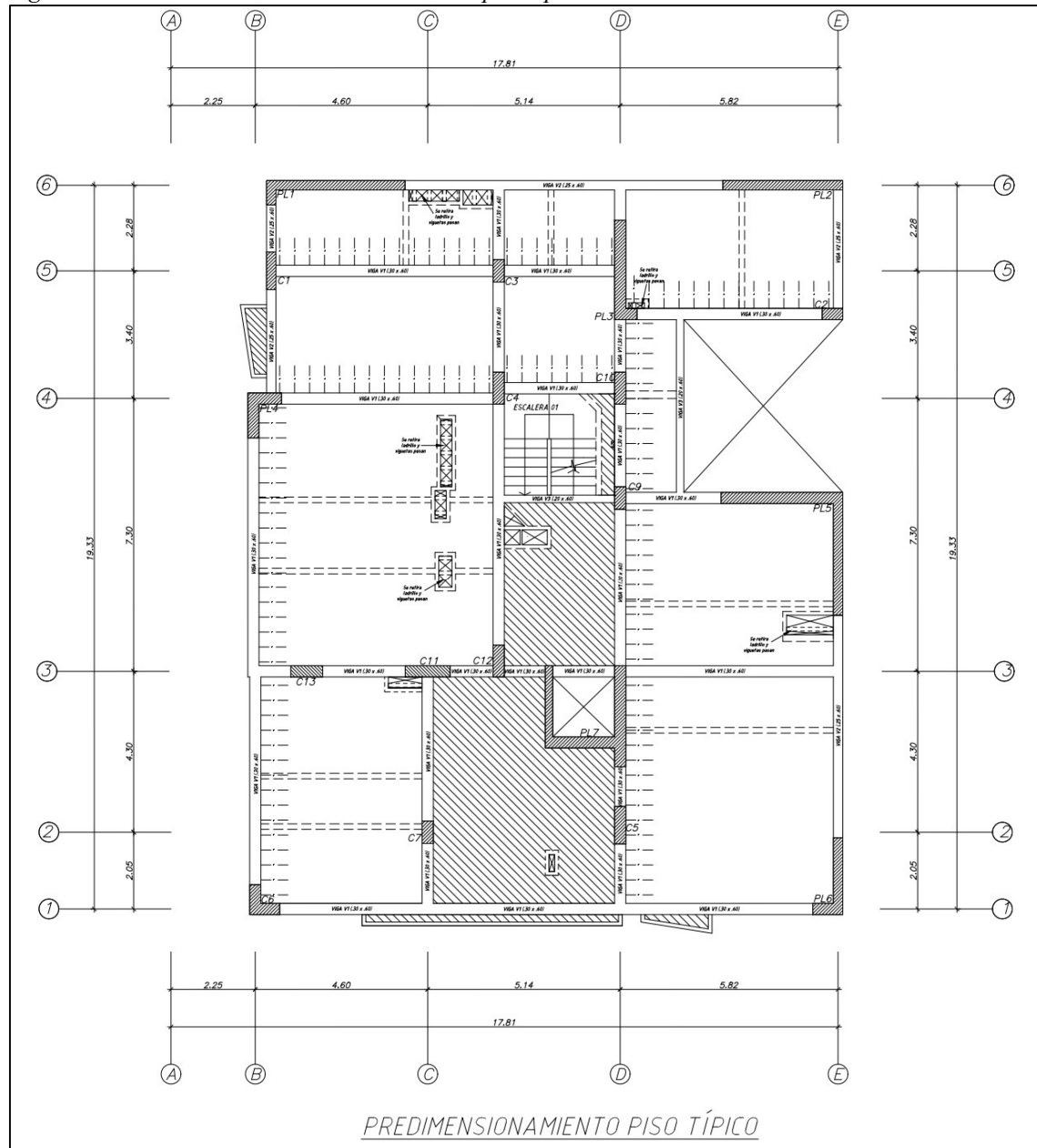
$$g = \frac{L}{25} \text{ o } \frac{L}{20}$$

Con estas fórmulas se estima que la garganta mide 6 cm u 8 cm, no obstante, estos valores difieren mucho de los 20 cm de espesor de losa. Por ello, se trabaja con una dimensión de 15 cm para aproximarse más a los entrepisos y que al momento de realizar los vaciados de concreto exista una mayor homogeneidad.

2.2.7. Planos de la estructuración

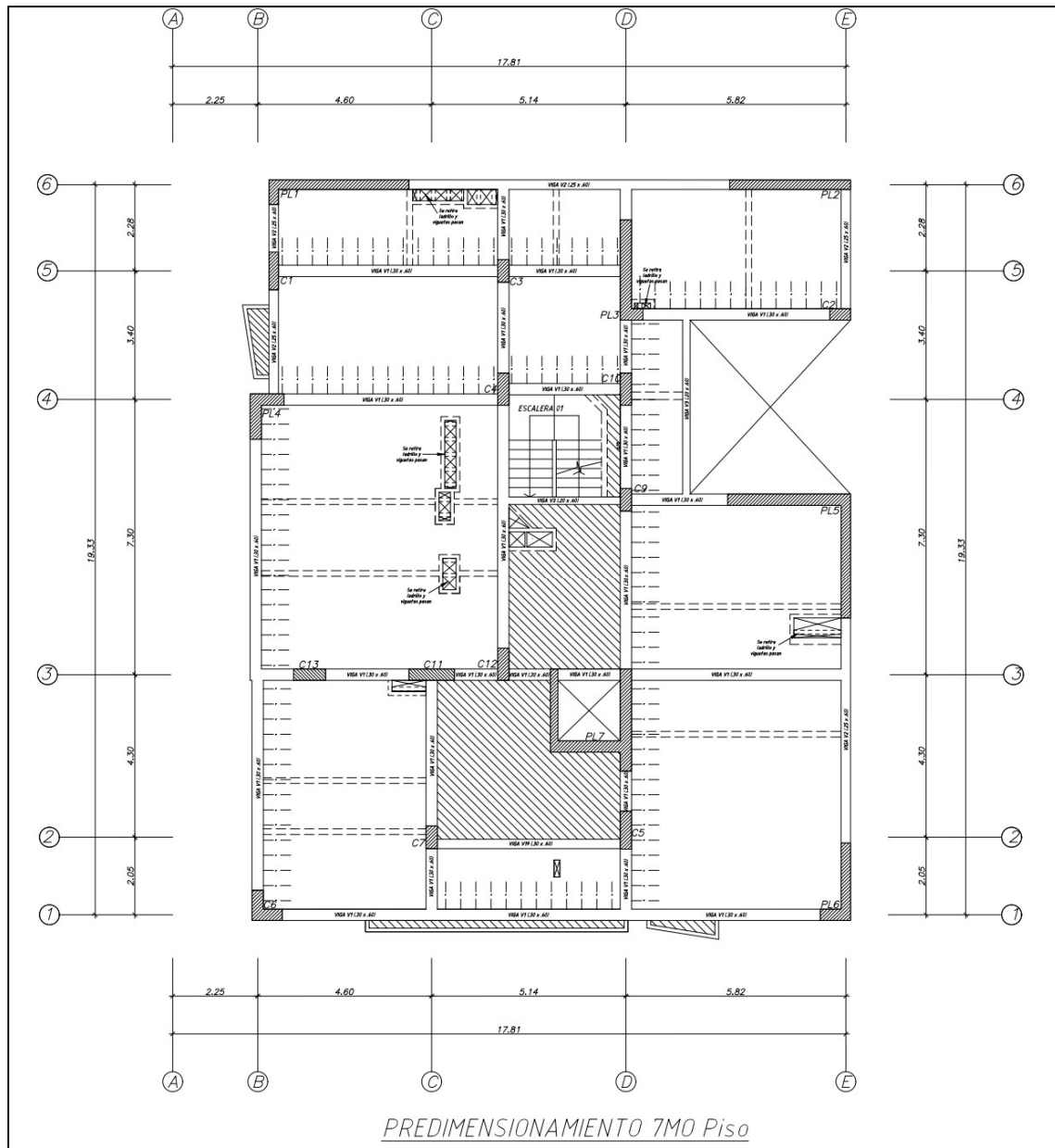
Se muestran los esbozos de los predimensionamiento determinados para la planta típica, piso 7 y azotea.

Figura 2.4. Predimensionamiento tentativo del piso típico



Fuente: Elaboración propia

Figura 2.5. Predimensionamiento del séptimo piso



Fuente: Elaboración propia

Capítulo 3 Análisis sísmico

La ciudad de Lima se sitúa en una zona considerada altamente sísmica, debido a que se encuentra en el límite de dos placas tectónicas. Es por esta razón, que es de suma relevancia constatar que el edificio en cuestión cumpla estrictamente todas las solicitaciones que se detallan en la norma de diseño sismorresistente. Esta sección tiene como finalidad determinar las fuerzas internas y las derivas que se generan en caso de ocurrir un sismo.

3.1. Definición de parámetros

A partir, de las disposiciones de la norma E.030 del 2018 se procede a identificar los parámetros sísmicos que corresponden.

3.1.1. Zonificación

El proyecto se ubica en el distrito de Surquillo en Lima Metropolitana, por ello se sitúa en la zona 4. El factor Z es entonces:

- Factor $Z = 0.45$

3.1.2. Condiciones geotécnicas

La edificación se sitúa en una zona con un suelo que presenta afloramientos rocosos y capas de grava, es decir un suelo tipo 1. De esta forma, se obtiene el factor “S” y los periodos T_p y T_L .

- $S = 1.00$
- $T_p = 0.40$ s
- $T_L = 2.50$ s

3.1.3. Factor de amplificación sísmica

Para poder determinar este coeficiente la norma utiliza las siguientes ecuaciones:

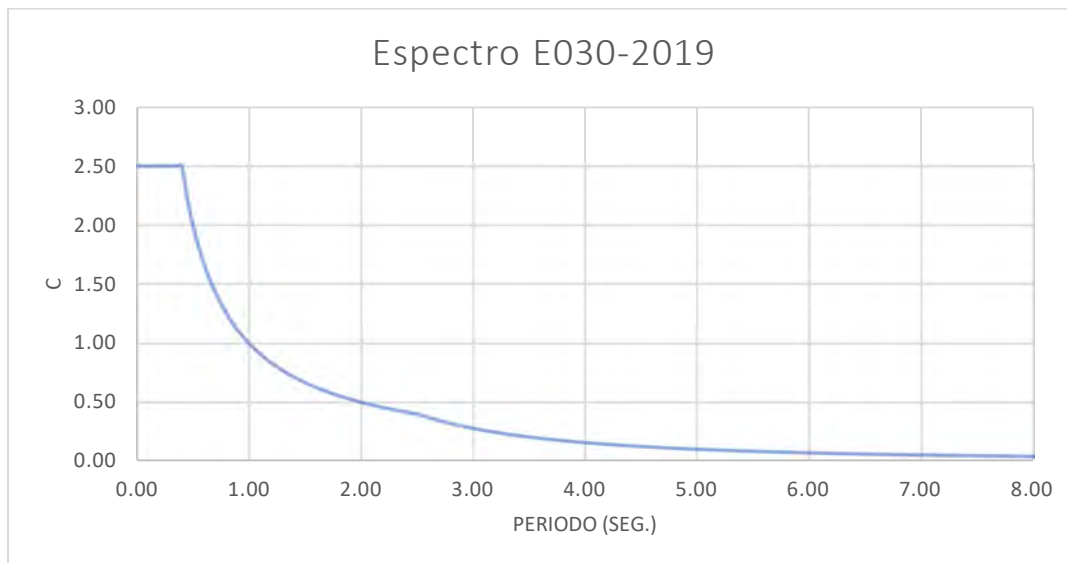
Figura 3.1. Intervalos y fórmulas del factor C

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

Fuente: Norma E.030

En donde T es el periodo fundamental en cada eje. Luego, se crea la función de amplificación sísmica C para un suelo tipo S1 con $T_p = 0.4$ s y $T_L = 2.5$ s

Figura 3.2. Espectro de amplificación sísmica



Fuente: Elaboración propia

Después de terminar el análisis dinámico en el software ETABS se obtuvieron los periodos:

- Eje X-X: $T_x = 0.55$ s
- Eje Y-Y: $T_y = 0.48$ s

Colocando los valores se alcanzaron los siguientes resultados:

- $C_x = 1.82$
- $C_y = 2.08$

3.1.4. Uso de edificación

Según la norma E.030 el factor de uso “U” varía según la función que cumple la edificación. El edificio al ser residencial tiene un factor de:

- $U = 1$

3.1.5. Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas inicial (R_o)

Las fuerzas producidas por los sismos en los edificios pueden minimizarse dependiendo de la ductilidad y sobre resistencia de cada estructura. El reglamento define algunos coeficientes “ R_o ” que varían según el sistema estructural que se utilice. Estos sistemas se definen por los materiales y la estructuración en cada eje.

En este edificio se usa una configuración de muros estructurales de concreto armado para los dos ejes. De esta forma se tendrá un $R_{ox} = R_{oy} = 6$ preliminar. Posteriormente, se detalla el análisis de las irregularidades.

3.2. Verificación de R

Con el espectro una vez definido, se obtuvieron los siguientes resultados para poder hallar la relación de cortante que reciben las placas y las columnas.

Tabla 3.1. Verificación de factor R

T	Caso de carga	Vx muros (ton)	Vx total (ton)	%Cortante Muros/Total
T1	SISXXMY+	231.2	275.2	84.0%
	SISXXMY-	197.2	240.2	82.1%

T	Caso de carga	Vy muros (ton)	Vy total (ton)	%Cortante Muros/Total
T1	SISYYMX+	277.2	341.4	81.2%
	SISYYMX-	233.6	286.9	81.4%

Fuente: ETABS

Como se puede observar, para los dos ejes, las fuerzas cortantes son tomadas principalmente por los muros, por lo que es correcto tomar un valor de $R_o = 6$.

3.3. Masa sísmica

El valor de la masa de la edificación fue calculado a través del programa ETABS y también fue verificado con un metrado manual. Dicho valor, fue obtenido multiplicando el valor de la gravedad 9.806 m/s^2 por los valores de masa indicados por el programa.

Tabla 3.2. Masa sísmica del edificio

T	Masa (tonf-s ² /m)	XCM (m)	YCM (m)	Peso (ton)
T8	17.64	10.2	11.1	172.9
T7	30.89	9.8	10.0	302.9
T6	34.65	9.8	9.6	339.8
T5	34.65	9.8	9.6	339.8
T4	34.65	9.8	9.6	339.8
T3	34.65	9.8	9.6	339.8
T2	34.65	9.8	9.6	339.8
T1	34.65	9.8	9.6	339.8
TOTAL				2514.61

Fuente: ETABS

Asimismo, se realizó un metrado manual de los elementos estructurales del piso típico del edificio para verificar que los resultados sean coherentes con los que se obtuvieron con el modelo en ETABS. Vale mencionar que, la norma E.030 solicita que se debe trabajar con un peso del 100% de la carga muerta y del 25% de la carga viva. Finalmente, ambos valores fueron divididos entre el área techada y se halló el peso por metro cuadrado techado. Se presentan los resultados del peso sísmico y su comparación entre los valores del modelo y los del metrado manual:

Tabla 3.3. *Metrado manual*

PISO TÍPICO	Peso total (ton)	Área techada (m²)	Peso por m²
Metrado ETABS	341.0	289.6	1.18
Metrado manual	317.6	289.6	1.10

Fuente: *Elaboración propia*

Se visualiza que los valores se encuentran alrededor del 1.15 ton/m² para el piso típico. Vale mencionar que, en el metrado manual se restaron las áreas destinadas a los ductos en las losas y caja del ascensor, por ello el peso obtenido en el software ETABS es ligeramente mayor. No obstante, los valores son próximos entre ellos por lo que concluimos que no hay incongruencias.

3.4. Análisis de irregularidades

Las edificaciones pueden ser tanto regulares como irregulares. Un edificio que presenta irregularidades presenta una reducción de fuerzas sísmicas en menor medida que uno regular. Las irregularidades se subdividen en dos tipos que son: en planta y en altura.

3.4.1 Irregularidades en altura

Esta clase de irregularidades son las más críticas y las que se deben evitar en la medida de lo posible. Se presentan cuando en un edificio existe diferencia en la altura de sus entresijos o en sus elementos estructurales. Esto puede afectar a la estabilidad y al comportamiento de la edificación en un movimiento sísmico.

3.4.1.1 Irregularidad piso blando y piso débil

La norma E.030 señala que existe irregularidad de rigidez cuando la rigidez lateral de un entresijo es 0.7 veces menor al piso inmediato superior o 0.80 veces menor a la media de los 3 pisos superiores adyacentes. Para ello, se obtuvo el valor de rigideces laterales de entresijo y la división entre la de un piso y el nivel inmediato superior, así también, la relación entre la de un piso y el promedio de los 3 pisos inmediatos superiores.

Tabla 3.4. Verificación de la irregularidad de piso blando

T	Caso	Rigidez X	Rigidez i	
			Rigidez i + 1	Prom (R i + 1; i + 2; i + 3)
T8	DERXXMY-	17,700	-	-
T7	DERXXMY-	34,600	1.96	-
T6	DERXXMY-	46,700	1.35	-
T5	DERXXMY-	55,400	1.19	1.68
T4	DERXXMY-	64,900	1.17	1.42
T3	DERXXMY-	79,400	1.22	1.43
T2	DERXXMY-	109,700	1.38	1.65
T1	DERXXMY-	247,000	2.25	2.92

Fuente: ETABS

Como se puede observar, para ninguna de las direcciones de análisis los valores están por debajo de 0.7 para el inmediato superior o 0.80 para el promedio de los 3 superiores adyacentes. Por ello, no se presenta irregularidad por piso blando. Por otro lado, en cuanto al piso débil la norma indica que existirá dicha irregularidad si la resistencia de entrepiso a fuerzas cortantes es menos del 80% del entrepiso proximo superior.

Tabla 3.5. Verificación de la irregularidad de piso débil

T	Caso	Cortante X (ton)	Corante i	
			Cortante i + 1	
T8	DERXXMY-	162	-	
T7	DERXXMY-	373	2.29	
T6	DERXXMY-	550	1.478	
T5	DERXXMY-	688	1.25	
T4	DERXXMY-	800	1.16	
T3	DERXXMY-	890	1.11	
T2	DERXXMY-	955	1.07	
T1	DERXXMY-	987	1.03	

Fuente: ETABS

Como se puede observar todos los valores están por encima del 80%, por lo que también se ha verificado que no existe irregularidad por piso débil.

3.4.1.2 Irregularidad de masa

Si la masa de un piso específico supera 1.5 veces el peso de un piso contiguo, habrá una irregularidad en la distribución de la masa.

Tabla 3.6. Verificación de irregularidad del piso débil

T	Masa tonf-s ² /m	Mi/Mi+1
T8	17.7	-
T7	30.8	-
T6	34.8	1.13
T5	34.8	1
T4	34.8	1
T3	34.8	1
T2	34.8	1
T1	34.8	1

Fuente: ETABS

De esta manera, también se verifica que el edificio no presenta irregularidad de masa

3.4.1.3 Irregularidad Geométrica vertical

Las dimensiones en planta son similares en todos los pisos, excepto en la azotea, por lo que no se presenta irregularidad en la geometría vertical.

3.4.2 Irregularidades en planta

Las irregularidades en planta son aquellas que se producen cuando no hay uniformidad en la planta de un edificio. Lo cual puede ocasionar complicaciones en un eventual sismo por problemas de estabilidad y comportamiento estructural.

3.4.2.1 Irregularidad torsional

De acuerdo con la norma, habrá irregularidad por torsión si, en alguna de las direcciones de análisis, el desplazamiento máximo relativo entre pisos supera 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas para ese entrepiso. A continuación, se muestra la tabla que establece la relación entre dichos valores para evaluar la existencia de torsión para las direcciones XX y YY:

Tabla 3.7. Comprobación de irregularidad torsional

T	Caso	Max Deriva	Prom Deriva	Max Deriva/ Prom Deriva
T8	DERXXMY+	0.0110	0.00955	1.15
T8	DERXXMY-	0.0115	0.00921	1.25
T7	DERXXMY+	0.0131	0.0108	1.22
T7	DERXXMY-	0.0143	0.0108	1.32
T6	DERXXMY+	0.0148	0.0118	1.26

T6	DERXXMY-	0.0161	0.0118	1.36
T5	DERXXMY+	0.0160	0.0124	1.30
T5	DERXXMY-	0.0175	0.0125	1.40
T4	DERXXMY+	0.0162	0.0122	1.33
T4	DERXXMY-	0.0178	0.0124	1.43
T3	DERXXMY+	0.0150	0.0111	1.36
T3	DERXXMY-	0.0165	0.0113	1.46
T2	DERXXMY+	0.0119	0.0085	1.39
T2	DERXXMY-	0.0131	0.0088	1.49
T1	DERXXMY+	0.0055	0.0039	1.42
T1	DERXXMY-	0.0062	0.0041	1.50

T	Caso	Max Deriva	Prom Deriva	Max Deriva/ Prom Deriva
T8	DERYYMX+	0.0077	0.0073	1.05
T8	DERYYMX-	0.0088	0.0073	1.20
T7	DERYYMX+	0.0090	0.0083	1.09
T7	DERYYMX-	0.0100	0.0083	1.21
T6	DERYYMX+	0.0104	0.0094	1.11
T6	DERYYMX-	0.0112	0.0093	1.21
T5	DERYYMX+	0.0114	0.0101	1.13
T5	DERYYMX-	0.0121	0.0099	1.22
T4	DERYYMX+	0.0118	0.0102	1.16
T4	DERYYMX-	0.0122	0.0099	1.23
T3	DERYYMX+	0.0112	0.0095	1.18
T3	DERYYMX-	0.0114	0.0092	1.25
T2	DERYYMX+	0.0093	0.0076	1.22
T2	DERYYMX-	0.0093	0.0073	1.27
T1	DERYYMX+	0.0046	0.0036	1.26
T1	DERYYMX-	0.0045	0.0034	1.30

Fuente: ETABS

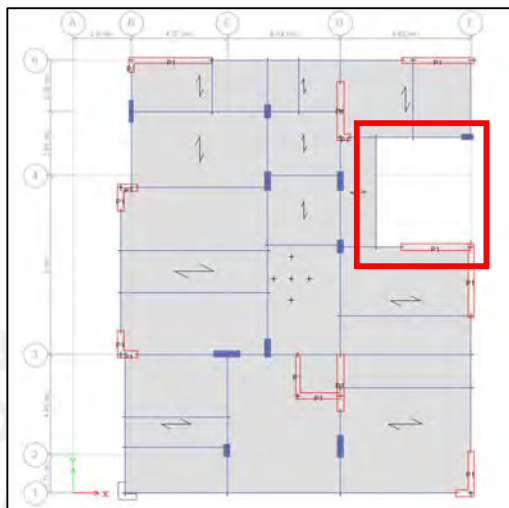
Al analizar estos resultados podemos concluir que sí existe irregularidad por torsión, ya que tenemos ratios por encima de 1.2, no obstante, no llega a ser torsión extrema, pues los valores están todos por debajo de 1.5.

- $I_p = 0.75$

3.4.2.2 Irregularidad esquina entrante

El edificio presenta una esquina entrante que cumple la función de ducto para el ingreso de luz natural. Es por ello, que a continuación se analizará si llega a considerarse como una irregularidad.

Figura 3.3. Plano en planta de la edificación



Fuente: ETABS

Dirección X-X:

- $L_X = 4.40 \text{ m}$
- $L_{Xtotal} = 15.90 \text{ m}$

$$\frac{L_X}{L_{Xtotal}} = 27.7\%$$

Dirección Y-Y:

- $L_Y = 4.60 \text{ m}$
- $L_{Ytotal} = 19.60 \text{ m}$

$$\frac{L_Y}{L_{Ytotal}} = 23.5\%$$

Como en ambos ejes se supera el 20% se concluye que la edificación si tiene una esquina entrante y deberá aplicarse el factor

- $I_p = 0.90$

Irregularidad por discontinuidad de diafragma

Existen dos tipos de discontinuidad según la norma E.030, la primera donde el diafragma presenta una abertura que supere el 50% del área total. En este caso, no existe posibilidad de que esta vaya a ocurrir. Por otro lado, también se debe verificar que el área transversal del

diafragma no presente ninguna sección inferior al 25% del área total en la misma dirección. Se comprueban ambas direcciones, este segundo caso, debido a la existencia del tragaluz.

Dirección X-X:

- $L_X = 11.20$ m
- $L_{Xtotal} = 15.90$ m

$$\frac{L_X}{L_{Xtotal}} = 70.4\%$$

Dirección Y-Y:

- $L_Y = 14.40$ m
- $L_{Ytotal} = 19.60$ m

$$\frac{L_Y}{L_{Ytotal}} = 73.5\%$$

Por lo tanto, no existe esta irregularidad en el edificio.

Irregularidad por sistemas no paralelos

Al no existir pórticos que formen ángulos de 30° no hay posibilidad que se presente esta irregularidad.

Finalmente, tras analizar la existencia de cada una de las irregularidades se obtienen los siguientes valores tanto en altura como planta:

- $I_a = 1$
- $I_p = 0.75$

3.5. Análisis sísmico estático

Este método de análisis refleja las solicitaciones sísmicas que afectan el centro de masa de cada nivel de la estructura. Es fundamental calcular la cortante basal estática para poder escalar las fuerzas sísmicas que se determinarán posteriormente en el análisis dinámico. Además, este método es aplicable únicamente a estructuras situadas en la zona 1 y que tengan menos de 30 metros de altura. Este valor se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P, \text{ donde } P \text{ es el Peso}$$

$$F_i = \alpha_i \times V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_j^n P_j(h_j)^k}$$

$$k = 1, \text{ para } T < 0.5 \text{ s}$$

$$k = 0.75 + 0.5 * T, T > 0.5 \text{ s}$$

Tabla 3.8. Análisis estático de la estructura

Dirección XX		Análisis Estático	
	TP		0.4
	T		0.549
	Z		0.45
	U		1
	C		1.821
	S		1
	R		4.5
	ZUCS/R		0.1823
	P (ton)		2515

Dirección XX	$P_i(h_i)^k$	α_i	F _i x (ton)
T8	410.7	0.132	60.31
T7	627.4	0.201	92.11
T6	601.0	0.193	88.25
T5	498.6	0.160	73.21
T4	396.7	0.127	58.25
T3	295.4	0.095	43.38
T2	195.0	0.062	28.63
T1	95.9	0.031	14.08
TOTAL			458.2

Dirección YY		Análisis Estático	
	TP		0.4
	T		0.48
	Z		0.45
	U		1
	C		2.08
	S		1
	R		4.5
	ZUCS/R		0.22

P (ton) 2510

Dirección YY	$P_i(h_i)^k$	α_i	Fi y (ton)
T8	380.9	0.13	68.2
T7	583.8	0.20	104.4
T6	561.4	0.19	100.4
T5	467.8	0.16	83.7
T4	374.2	0.13	66.9
T3	280.7	0.10	50.2
T2	187.1	0.06	33.5
T1	93.6	0.03	16.7
TOTAL			524.1

Fuente: ETABS

3.6. Análisis dinámico y fuerza cortante de diseño

Según la norma E030, la cortante basal calculada a partir del análisis dinámico en ambas direcciones no debe ser inferior al 90% de la cortante estática, dado que se trata de un caso de estructura irregular. La siguiente tabla muestra los resultados del análisis dinámico. A continuación, se presentará la fuerza cortante por piso generada por el sismo en las direcciones X e Y. (con ambas excentricidades para cada uno).

De los gráficos y las tablas anteriores se obtiene las cortantes basales dinámicas para los sismos en ambos ejes para excentricidad positiva y negativa. Ahora, con los valores calculados de la cortante estática se procede a hallar los factores de diseño.

Tabla 3.9. Cálculo de cortantes basales

Caso de carga	C	Vest (ton)	Vdin (ton)	90% Vest (ton)	V diseño (ton)	Factor
SISXXMY+	1.82	458	275	412	412	1.50
SISXXMY-	1.82	458	240	412	412	1.72
SISYYMX+	2.08	524	341	472	472	1.38
SISYYMX-	2.08	524	287	472	472	1.64

Fuente: ETABS

3.7. Modos de vibración

Los modos de vibración y los períodos fundamentales influirán en cómo responde una estructura durante un sismo. Estos factores están relacionados con la rigidez y la distribución de la masa. En primer lugar, se hallaron los modos para traslación pura en dirección XX y luego YY.

Para la dirección X-X se obtuvieron los 8 modos de a continuación:

Tabla 3.10. Modos de vibración del edificio para traslación pura en el eje X

Modo	Periodo (s)	UX	Suma UX
1	0.549	0.7020	0.702
2	0.135	0.1730	0.874
3	0.061	0.0632	0.937
4	0.037	0.0306	0.968
5	0.026	0.0165	0.985
6	0.02	0.0091	0.994
7	0.017	0.0047	0.999
8	0.015	0.0017	1

Fuente: ETABS

De manera similar, para la dirección Y-Y se obtuvieron los 8 modos de a continuación:

Tabla 3.11. Modos de vibración del edificio para traslación pura en el eje Y

Modo	Periodo (s)	UY	Suma UY
1	0.480	0.7260	0.726
2	0.128	0.1560	0.882
3	0.060	0.0572	0.940
4	0.037	0.0292	0.969
5	0.026	0.0162	0.985
6	0.02	0.0092	0.994
7	0.017	0.0046	0.999
8	0.015	0.0014	1

Fuente: ETABS

Posteriormente se hizo el análisis para un modelo tridimensional, contemplando tres grados de libertad por piso. De esta manera, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 3.12. Modos de vibración del modelo tridimensional

Modo	Periodo (s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
1	0.637	0.543	1.42E-05	0.543	1.42E-05	0.1823
2	0.530	0.0383	0.550	0.581	0.550	0.1345
3	0.435	0.1240	0.174	0.705	0.724	0.3886
4	0.167	0.1010	0.007	0.805	0.731	0.0531
5	0.140	0.0293	0.122	0.835	0.853	0.0078
6	0.102	0.0386	0.030	0.873	0.883	0.1093

Fuente: ETABS

3.8 Control de derivas de entrepiso

A partir del modelo, se obtiene las derivas de cada uno de los niveles. Cabe resaltar que el límite máximo permitido es 7‰. Las siguientes tablas presentan las derivas del nivel más crítico obtenidas del análisis traslacional en dirección X, traslacional en Y y el tridimensional.

Tabla 3.13. Verificación de derivas en X, Y y tridimensionalmente

Modelo tridimensional	Caso de carga	Deriva ‰	¿Cumple con la norma?
T8	DERXXMY+	0.00450	Sí
T8	DERXXMY-	0.00466	Sí
T7	DERXXMY+	0.00537	Sí
T7	DERXXMY-	0.00569	Sí
T6	DERXXMY+	0.00596	Sí
T6	DERXXMY-	0.00632	Sí
T5	DERXXMY+	0.00635	Sí
T5	DERXXMY-	0.00673	Sí
T4	DERXXMY+	0.00638	Sí
T4	DERXXMY-	0.00676	Sí
T3	DERXXMY+	0.00585	Sí
T3	DERXXMY-	0.00622	Sí
T2	DERXXMY+	0.00459	Sí
T2	DERXXMY-	0.00492	Sí
T1	DERXXMY+	0.00212	Sí
T1	DERXXMY-	0.00445	Sí

Modelo tridimensional	Caso de carga	Deriva ‰	¿Cumple con la norma?
T8	DERYYMX+	0.00350	Sí
T8	DERYYMX-	0.00348	Sí
T7	DERYYMX+	0.00393	Sí
T7	DERYYMX-	0.00380	Sí
T6	DERYYMX+	0.00439	Sí
T6	DERYYMX-	0.00416	Sí
T5	DERYYMX+	0.00469	Sí
T5	DERYYMX-	0.00438	Sí
T4	DERYYMX+	0.00474	Sí
T4	DERYYMX-	0.00438	Sí
T3	DERYYMX+	0.00443	Sí
T3	DERYYMX-	0.00404	Sí
T2	DERYYMX+	0.00360	Sí
T2	DERYYMX-	0.00325	Sí
T1	DERYYMX+	0.00177	Sí
T1	DERYYMX-	0.00157	Sí

Fuente: ETABS

3.9. Control de desplazamientos de entrepiso

Tabla 3.14. Cálculo de desplazamientos en cada nivel.

Modelo tridimensional	Caso de carga	Desplazamiento (cm)
T8	DERXX	10.81
T7	DERXX	10.41
T6	DERXX	8.91
T5	DERXX	7.23
T4	DERXX	5.43
T3	DERXX	3.62
T2	DERXX	1.94
T1	DERXX	0.62

Modelo tridimensional	Caso de carga	Desplazamiento (cm)
T8	DERYY	8.32
T7	DERYY	7.39
T6	DERYY	6.34
T5	DERYY	5.17
T4	DERYY	3.92
T3	DERYY	2.64
T2	DERYY	1.44
T1	DERYY	0.47

Fuente: ETABS

3.10. Junta sísmica

La norma E.030 establece que toda la estructura debe estar separada una distancia mínima S desde el nivel del terreno natural en relación con las edificaciones contiguas. Asimismo, señala tres reglas para obtener la distancia mínima de separación s .

- $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de las edificaciones contiguas.
- $s \geq 3 \text{ cm}$
- $s = 0.006h$, donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el techo del piso 8.

$$S = 0.006 \times 2.7 \times 8 = 12.96 \text{ cm}$$

Para calcular la junta sísmica, se indica que el edificio se retira una distancia mayor a $2/3$ del desplazamiento máximo o $s/2$. Del análisis anterior, el desplazamiento máximo es de 10.81 cm en el sentido XX y 8.32 cm en el sentido YY.

$$\frac{s}{2} = \frac{12.96}{2} = 6.49 \text{ cm}$$

$$\frac{2}{3}D_x = \frac{2}{3} \times 10.81 = 7.2 \text{ cm}$$

$$\frac{2}{3}D_y = \frac{2}{3} \times 8.32 = 5.55 \text{ cm}$$

Por ello, se confirma que la junta sísmica será de 7.5 cm para las edificaciones adyacentes.

Capítulo 4 Diseño de losas

4.1 Losas aligeradas

Las losas aligeradas están compuestas por viguetas de concreto armado que tienen una separación de 40 cm y donde se colocan ladrillos tipo bovedilla de ancho igual a 30 cm entre cada una de estas. De esta forma, se podrán desplazar las cargas hacia las vigas, luego a los elementos verticales y finalmente a la cimentación para su disipación. Las viguetas generan una resistencia óptima para las cargas de gravedad, asimismo reducen el peso del edificio y permiten un ahorro considerable a diferencias de otros tipos de losas (nervadas, macizas, etc.).

4.1.1 Diseño por flexión

El diseño por resistencia debe cumplir con las condiciones de equilibrio y compatibilidad a la que estén sometidos los elementos estructurales. Habrá una unión entre el concreto y el acero, de modo que la deformación del acero será igual a la del concreto que lo rodea

El diseño de los elementos bajo efectos de flexión estará denominado por:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Donde:

- M_u = Resistencia requerida en la sección
- M_n = Resistencia nominal de la sección

Para secciones rectangulares:

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85f'_c \times b}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times a_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

- A = profundidad del bloque de compresión (cm)
- A_s = sección de acero solicitada por flexión (cm²)
- f'_c = resistencia a compresión del hormigón (kg/cm²)
- f_y = esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm²)
- b = ancho de la viga (cm)
- d = altura efectiva de la sección (cm)
- M_n = resistencia nominal de la sección (kg.cm)

Dado que el bloque comprimido casi nunca superará los 5 cm de losa, las secciones rectangulares para los momentos positivos serán de 40 cm, mientras que para los momentos negativos serán de 10 cm.

De acuerdo con la normativa peruana, el área mínima de refuerzo deberá cumplir con los requisitos de contracción y temperatura, estableciendo un valor mínimo de $0.00018bh$.

4.1.2 Diseño por cortante

Para el diseño por fuerza cortante se deberá cumplir que:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

- V_u = Resistencia requerida (cortante)
- V_n = Resistencia nominal (cortante)

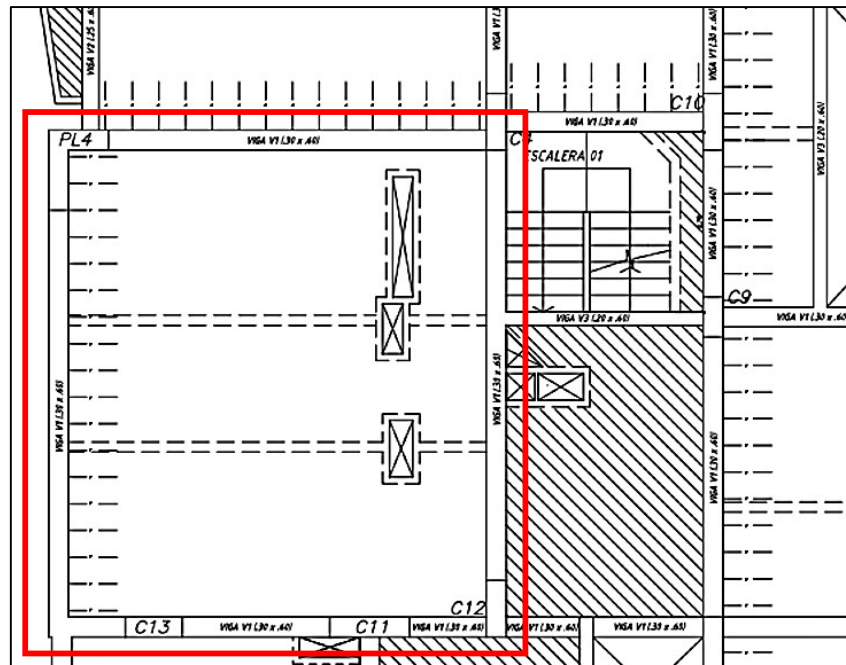
La resistencia V_n se compone de la aportación del concreto. Además, para el V_u se tomará el valor a una distancia “d” de la cara del apoyo tanto para losas aligeradas como macizas. Si la resistencia del concreto no fuese adecuada para abastecer las solicitaciones de las losas aligeradas, se optará por utilizar ensanches para aumentar la resistencia al corte. En dichos casos, se empleará un ancho de 20 cm para los tramos alternados y de 40 cm para los tramos corridos.

$$V_c = 1.1 \times 0.53\sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

4.1.3 Ejemplo de diseño de losa aligerada

Con el propósito de ilustrar el diseño del aligerado de la planta típica del edificio, se mostrará el modelo y los cálculos efectuados para el paño de losa de 25 cm situado entre los ejes 3-4 y B-D.

Figura 4.1. Losas aligeradas a diseñar como ejemplo



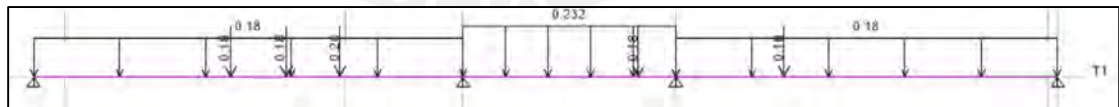
Fuente: Elaboración propia

Metrado de fuerzas

A continuación, las cargas muertas y vivas en el aligerado:

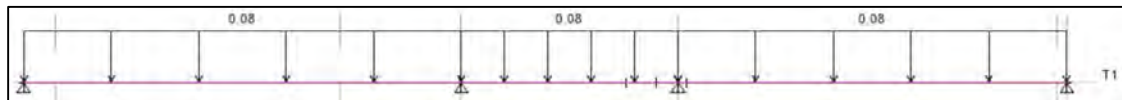
- Peso propio = $350 \times 0.4 = 0.14 \text{ kg/m}$
- Piso terminado = $100 \times 0.4 = 40 \text{ kg/m}$
- Tabiquería (e: 15cm) = $1800 \times 0.4 \times 0.15 \times 2.5 = 250 \text{ kg}$
- Tabiquería (e: 10 cm) = $1800 \times 0.4 \times 0.1 \times 2.5 = 180 \text{ kg}$
- CV = $200 \times 0.4 = 80 \text{ kg/m}$

Figura 4.2. Carga muerta en losa aligerada de ejemplo



Fuente: ETABS

Figura 4.3. Carga viva en losa aligerada de ejemplo



Fuente: ETABS

4.1.3.2. Diseño de losa

Para ilustrar el diseño del aligerado en la planta típica del edificio, se presentará el modelo y los cálculos efectuados para la zona aligerada de los siguientes espacios:

Figura 4.4. Diagrama de fuerza cortante



Fuente: ETABS

Figura 4.5. Diagrama de momento flector



Fuente: ETABS

Con esos valores, se determinan las fuerzas que actúan sobre las placas y vigas para realizar el diseño en función de cortante y flexión.

Tabla 4.1. Momentos negativos y positivos del aligerado

	A cara de la viga	Tramo central	A cara de la viga
M- (ton.m)	0	-	1.69
M+ (ton.m)	-	2.13	-

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.2. Acero instalado para momentos positivos del aligerado

Mu+ (ton.m)	d (cm)	As min (cm²)	a (cm)	As req (cm²)	As ins (cm²)
2.13	22	0.53	1.56	2.66	2φ1/2"

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.3. Acero instalado para momentos negativos de la losa aligerada

Mu- (ton.m)	d (cm)	As min (cm²)	a (cm)	As req (cm²)	As ins (cm²)
-1.69	22	0.53	1.23	2.09	2φ5/8"

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, se realizan los cortes de acero en esta vigueta de 25 cm entre los ejes 4-6-B-C.

Tabla 4.4. Cortes de acero de la vigueta ejemplo

	Acero instalado	X teórico (m)	X teórico ^{+-d} (m)	Corte de acero (m)
Acero Positivo (bastón)	1φ1/2"	1.18	0.96	0.95
Acero Negativo (bastones)	1φ1/2"	2	1.78	1.1
	1φ5/8"	1.55	1.77	1.8
	1φ5/8"	0.75	0.97	1.4

Fuente: Elaboración propia

Asimismo, así como para este caso se ha utilizado un programa para visualizar los momentos flectores y ubicar los cortes, también se ha podido utilizar el criterio de $L_n/3.5$ para el refuerzo superior y $L_n/5$ para el inferior, donde L_n es luz libre.

Para el diseño por cortante de las viguetas se utiliza la siguiente ecuación:

$$V_u \leq \phi V_c = \phi 1.1 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 22 = 1.58 \text{ ton}$$

Tabla 4.5. Verificación de cortante de la vigueta ejemplo

	Vu- ("d" de la cara)	Vu+ ("d" de la cara)	ϕV_c	$\phi V_c > V_u$
1er tramo	-1.21	2.03	1.58	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Como podemos notar, la resistencia al corte de la sección no es adecuada para las demandas solicitadas, por lo que será necesario realizar un ensanche alternado. Se incrementa el ancho de la vigueta a 25 cm. Se calcula el nuevo ϕV_c

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 22 = 3.94 \text{ ton}$$

Se procede a realizar el control de fisuración de la vigueta. Para ello se determina el área útil del concreto que soporta la tracción, el esfuerzo en el acero, y la distancia entre la fibra más alejada y el centroide del acero longitudinal. Con estos valores se procede a calcular el factor Z para identificar si se fisura o no la losa.

$$A_{\text{trac}} = 2 \times 2.5 \times 10 = 50 \text{ cm}^2$$

$$f_s = \frac{M_{\text{serv.}}}{0.90 \times d \times A_s} = \frac{4.32 \times 10^5}{0.90 \times 22 \times 2.58} = 8,456.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = 8456.66 \times 3 \sqrt{2.635 \times 50} = 43,031.1 \text{ kg/m}$$

Este valor calculado es mucho mayor a 26000 kg/m que es lo mínimo exigido. Por lo tanto, se comprueba que no hay fisuramiento en esta losa.

El siguiente paso es la corroboración de las deflexiones. Para ello se obtiene la inercia de agrietamiento para el momento positivo

$$I_{cr} = 8484.49 \text{ cm}^4$$

Al no presentarse acero negativo en la sección, la inercia efectiva es igual a la agrietada

$$I_{ef} = I_{cr}$$

Para la obtención de las deflexiones inmediatas tanto para carga distribuidas como puntuales se utilizan las siguientes expresiones:

$$\Delta_{c, \text{distribuida}} = \frac{W \times L^4}{384 \times EI} \quad \Delta_{c, \text{puntual}} = \frac{P \times L^3}{192 \times EI}$$

$$\Delta_{i_{CM} \text{ distrb.}} = \frac{0.18 \times 10 \times 625^4}{384 \times 217370 \times 8484.49} = 0.387 \text{ cm}$$

$$\Delta_{i_{CM} \text{ punt.}} = \frac{0.25 \times 10 \times 625^3}{192 \times 217370 \times 8484.49} + \frac{0.18 \times 10 \times 625^3}{192 \times 217370 \times 8484.49} = 0.00296 \text{ cm}$$

$$\Delta_{i_{CM}} = 0.39 \text{ cm}$$

$$\Delta_{i_{CV}} = \frac{0.08 \times 10 \times 625^4}{384 \times 217370 \times 8484.49} = 0.172 \text{ cm}$$

En el caso de la deflexión inmediata debido a la carga viva, se toma en cuenta que solamente un 30% actúa de forma permanente. Por ello, se tiene:

$$\Delta_{i_{CV}(70\%)} = 0.7 \times 0.172 = 0.12 \text{ cm}$$

Con relación a la obtención de las deflexiones diferidas señaladas en la norma, se determina el factor para deflexiones adicionales:

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

Como no se presenta acero superior en el tramo central donde se presenta la deflexión máxima el factor es:

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 \times 0} = 2$$

Se procede a calcular la deflexión diferida causada por la carga muerta y el 30% de la carga viva, que son:

$$\Delta d_{CM} = 2 \times (0.387 + 0.00296) = 0.78 \text{ cm}$$

$$\Delta d_{CV} (30\%) = 2 \times 0.052 = 0.104 \text{ cm}$$

Por último, la deflexión total que actúa de forma constante es:

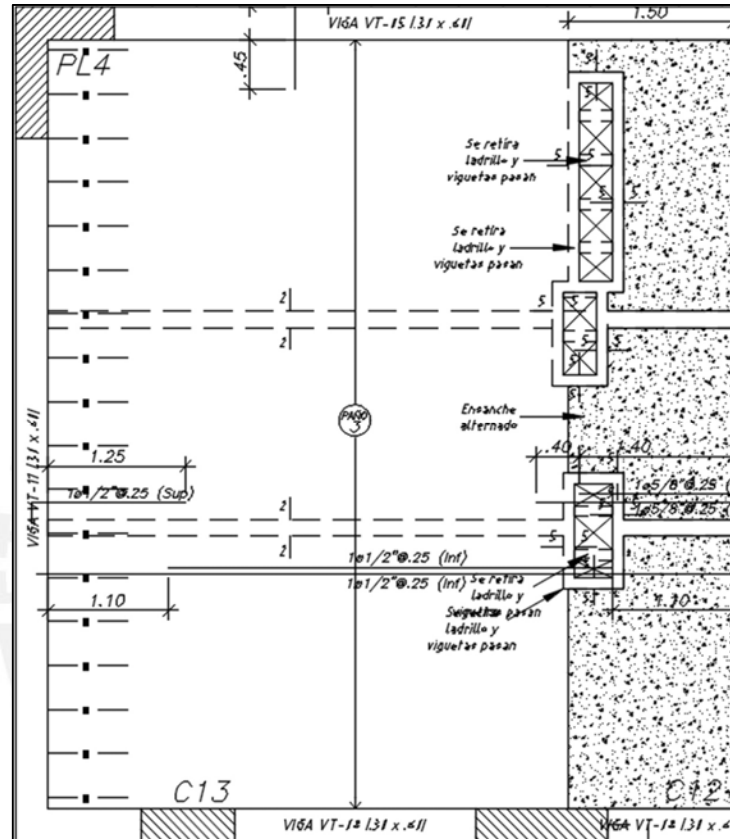
$$\Delta m = 0.12 + 0.78 + 0.104 = 1.00 \text{ cm}$$

Aplicando la fórmula de la deflexión máxima permisible para este caso se obtiene:

$$\delta_{\text{permisible}} = \frac{625}{480} = 1.302 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se demuestra que la deflexión máxima es admisible.

Figura 4.6. Diseño final de losa aligerada



Fuente: Elaboración propia

4.2 Losas macizas

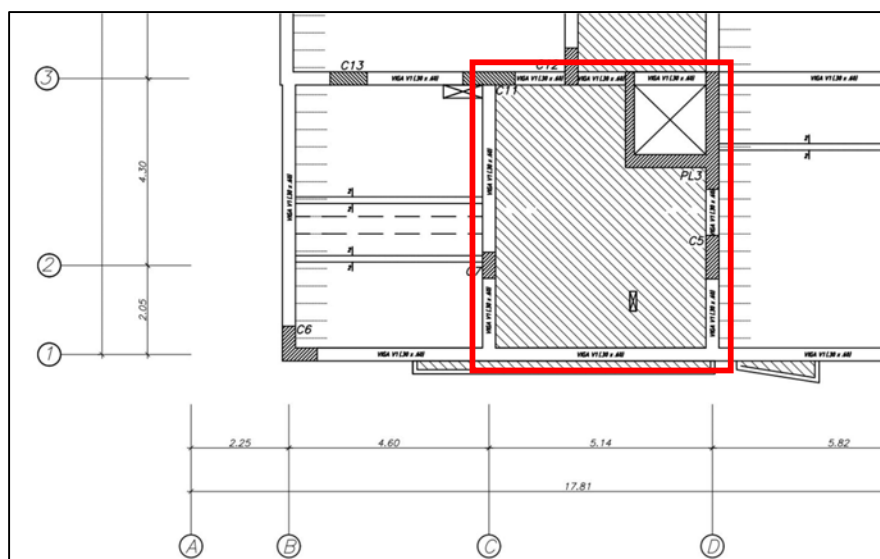
Estos elementos horizontales pueden funcionar en una o dos direcciones, dependiendo de las dimensiones. lo más usual es el segundo caso. Por esta razón se efectúa un modelo bidimensional en el software Etabs de elementos finitos y se aplican las cargas distribuidas correspondientes. Se idealiza que estos elementos se apoyan sobre vigas y de existir aligerados en la misma dirección se consideran como empotrados en esos extremos.

4.2.1 Ejemplo de diseño de losa maciza

Metrado de cargas

Se utilizan losas de 20 cm de espesor en todos los niveles. A continuación, se presentan los cálculos realizados para establecer las cargas en el elemento seleccionado. Se considera un piso terminado de 5cm, por lo cual el peso correspondiente será de 100 kg/m².

Figura 4.7. Losa maciza entre los ejes C-D y 1-3



Fuente: Elaboración propia

- Peso propio = $2400 \times 0.2 = 480 \text{ kg/m}^2$
- Piso terminado = 100 kg/m^2
- Tabiquería = $1.8 \times 0.1 \times 2.5 = 45 \text{ kg/m}$
- CM = 580.00 kg/m^2
- CV = 200 kg/m^2

Los resultados finales para ambos casos son:

Tabla 4.6. Metrado para techo de piso típico

Espesor	Peso propio (ton/m ²)	Piso terminado (ton/m ²)	Carga muerta (ton/m ²)	Carga viva (ton/m ²)
h = 0.20 m	0.48	0.10	0.58	0.20

Fuente: Elaboración propia

Diseño de losa

De acuerdo con la norma E.060, la cuantía mínima para una losa maciza que solo presenta una malla debe ser de 0.0018. Por otro lado, si se coloca doble malla el valor de la cuantía para

el refuerzo de la cara en tracción es de 0.0012 y la superior la mitad de esta. Los espaciamientos de las barras pueden ser como máximo el triple del espesor de la losa o 40 cm.

A continuación, se llevará a cabo el diseño de la losa situada entre los ejes C-D/1-4. Se considera un ancho de un metro lineal.

- $h = 20 \text{ cm}$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $\rho_{\text{sup}} = 0.0006$
- $\rho_{\text{inf}} = 0.0012$

$$A_{s_{\text{mín sup}}} = 0.0006 \times 20 \times 100 = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín inf}}} = 0.0012 \times 20 \times 100 = 2.40 \text{ cm}^2$$

Se usan barras de 8mm y 3/8" con lo que se obtiene:

- $A_{s_{\text{sup}}} = \frac{0.50}{0.25} = 2.00 \text{ cm}^2 > A_{s_{\text{mín sup}}}$
- $A_{s_{\text{inf}}} = \frac{0.71}{0.25} = 2.84 \text{ cm}^2 > A_{s_{\text{mín inf}}}$

Después se procede a determinar el ΦM_n :

- $d = 17 \text{ cm}$
- $A_{s_{\text{sup}}} = 2.00 \text{ cm}^2$

$$\Phi M_{n_{\text{sup}}} = 17 - \frac{2.00 \times 4200}{2 \times 0.85 \times 210 \times 100} \times 0.9 \times a \times 4200 = 1.3 \text{ t.m}$$

$$\Phi M_{n_{\text{inf}}} = 17 - \frac{2.84 \times 4200}{2 \times 0.85 \times 210 \times 100} \times 0.9 \times a \times 4200 = 1.8 \text{ t.m}$$

Obteniendo finalmente:

Tabla 4.7. Acero para losa maciza

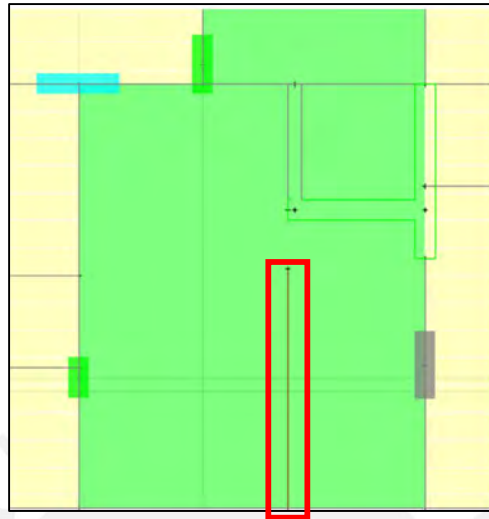
Losa maciza	Cuantía	Acero (cm ²)	Malla	ΦM_n (ton.m)	
h = 0.20 m	Superior	0.001	2.00	8mm. @.25	1.3
	Inferior	0.0014	2.84	3/8". @.25	1.8

Fuente: Elaboración propia

Al modelar una planta en ETABS, se obtienen los momentos flectores en ambas direcciones. Es necesario que se cumpla la condición $\phi M_n > M_u$. Por lo tanto, en las áreas donde el momento nominal superado por la malla corrida, se colocarán varillas de refuerzo. Las figuras siguientes muestran la distribución de momentos en ambas direcciones. En este

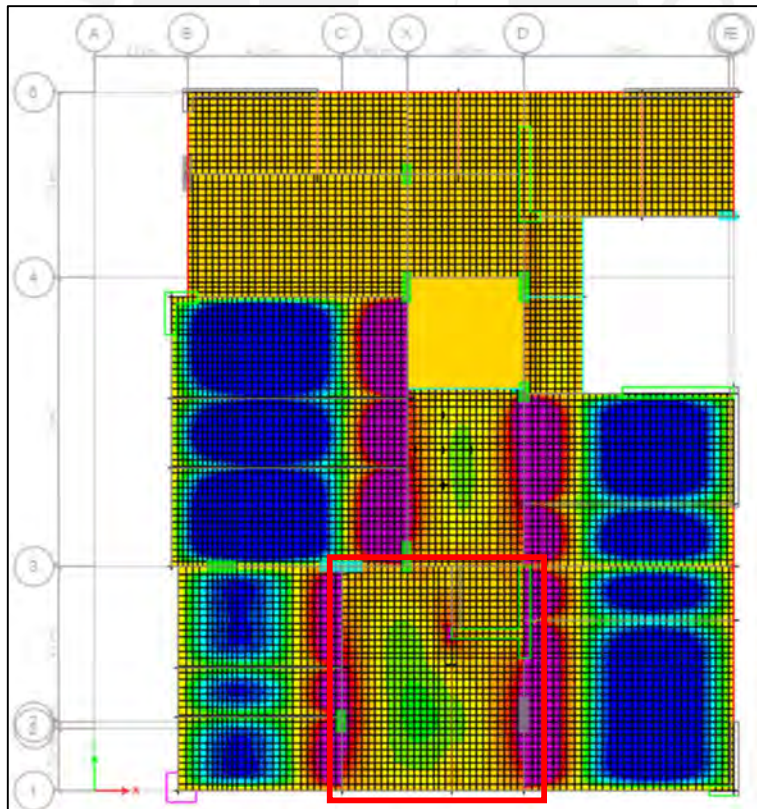
análisis, se tomó en cuenta la carga lineal muerta generada por los tabiques ubicados sobre la losa.

Figura 4.8. Modelado de losa maciza con tabiquería



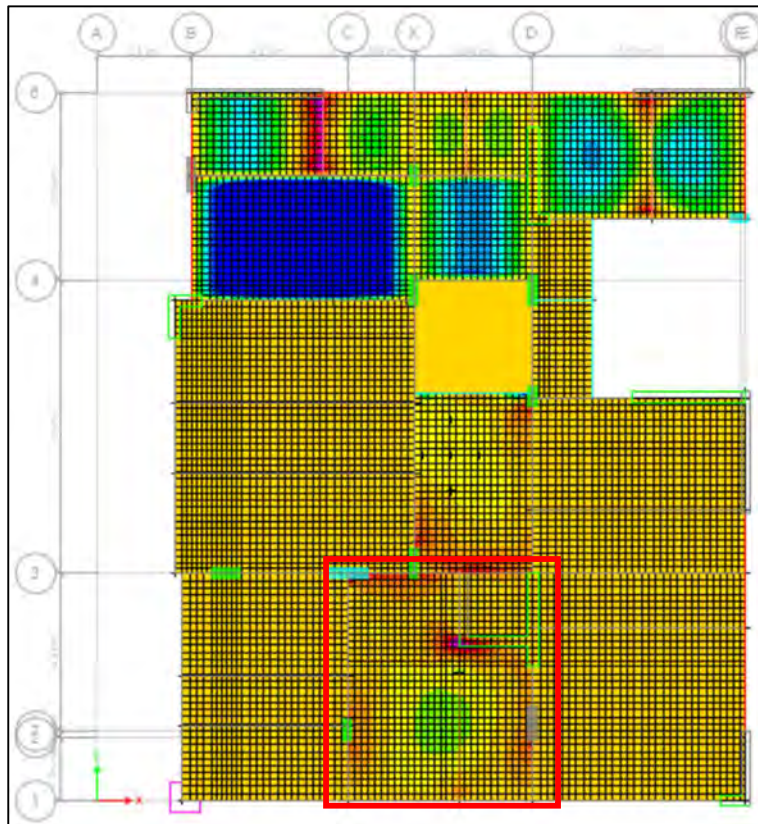
Fuente: ETABS

Figura 4.9. Momentos flectores en X



Fuente: ETABS

Figura 4.10. Momentos flectores en Y



Fuente: ETABS

Se obtuvieron como momentos finales los siguientes valores:

Dirección X

- $Mu (+) = 0.72 t.m$
- $Mu \text{ izq. } (-) = 2.00 t.m$
- $Mu \text{ der. } (-) = 1.90 t.m$

Dirección Y

- $Mu (+) = 0.20 t.m$
- $Mu \text{ inf. } (-) = 0.00 t.m$
- $Mu \text{ sup. } (-) = 0.00 t.m$

Se visualiza que en casi todas las zonas de la losa se cumple la inequación $\phi M_n > M_u$, no obstante, para los momentos negativos del Eje X-X se necesitan bastones de refuerzos. Estos serán de 1/2" y de 3/8" a cada 40 cm que corresponden a los también utilizados en las losas aligeradas contiguas. Las longitudes de los bastones serán de 60 cm y 30 cm respectivamente.

Tabla 4.8. Resultados finales del diseño por flexión

Varilla	Mu (ton.m)	h losa (m)	As requerido (cm ²)	As instalado (cm ²)
Superior (-)	Mu1	2.00	3.51	8mm. @.25+ 1/2".@.40+ 3/8".@.40
	Mu2	1.90	3.02	8mm. @.25+ 1/2".@.40+ 1/2".@.40
Inferior (+)	Mu3	0.72	1.13	3/8". @.25
	Mu4	0.72	1.13	3/8". @.25

Fuente: Elaboración propia

Con relación al diseño por fuerza cortante se calcula el ϕV_c

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 11.10 \text{ ton}$$

Los valores de cortantes últimos obtenidos mediante el software ETABS fueron:

Dirección X-X

- $V_u (+) = 6.31 \text{ ton}$
- $V_u (-) = 3.75 \text{ ton}$

Dirección Y-Y

- $V_u (+) = 1.00 \text{ ton}$
- $V_u (-) = 2.14 \text{ ton}$

Se observa claramente que las fuerzas cortantes que se generan están muy lejos de superar a la resistencia al corte. Por lo tanto, la sección analizada satisface los requisitos del diseño por cortante.

Revisión de deflexiones

Ahora se, realizará la revisión de las deflexiones en la losa de ejemplo. Se utilizarán las cargas en estado de servicio.

Se sabe:

- $h = 25 \text{ cm}$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de ruptura del concreto = $2 \times \sqrt{210} = 28.98 \text{ ton. m}$
- $E_c = 15000 \sqrt{210} = 217371 \text{ kg/m}^2$
- $E_s = 2000000 \text{ kg/m}^2$
- $d = 3 \text{ cm}$
- $h - d = 22 \text{ cm}$

- $n = \frac{E_s}{E_c} = 9.2$
- $I_g = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66666.67 \text{ cm}^4$

Con los datos obtenidos anteriormente se calcula el momento de agrietamiento con la siguiente ecuación:

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_x}{Y_1} = \frac{28.98 \times 66666.66}{10} \times \frac{1}{100 \times 1000} = 1.93 \text{ ton. m}$$

Del modelo se obtuvo un momento de servicio 0.40 ton.m. Dado que el momento en servicio no supera el momento de agrietamiento, la losa se mantiene dentro del rango elástico para las cargas de servicio. Por esta razón, las deflexiones se calcularán utilizando la inercia bruta de la sección. Con el ETABS se obtienen las deflexiones inmediatas:

- Deflexión inmediata causada por el 100% de la carga muerta = 0.002 cm
- Deflexión inmediata causada por el 100% de la carga viva = 0.004 cm
- Deflexión inmediata causada por el 30% de la carga viva = 0.0012 cm

Con relación a las deflexiones diferidas, se calculan empleando los datos hallados anteriormente. Se considera un $\xi = 1.50$, tenemos:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \times \rho'} = \frac{1.5}{1 + 0} = 1.5$$

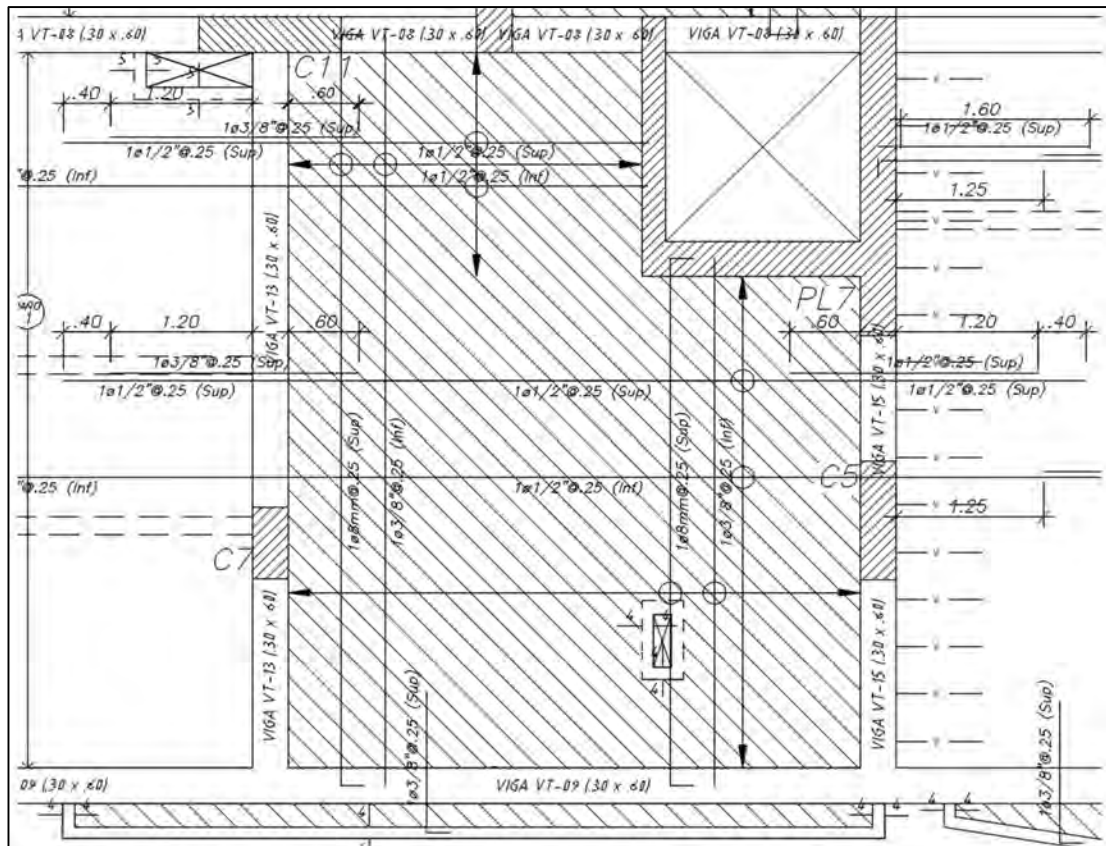
- Deflexión diferida causada por el 100% de la carga muerta = 0.03 cm
- Deflexión diferida causada por el 30% de la carga viva = 0.0018 cm

Con todos los valores hallados se determina la deflexión máxima:

$$\Delta_{total} = 0.02 + 0.004 + 0.03 + 0.0018 = 0.0558 \text{ cm}$$

El paño estudiado no se encuentra vinculado a elementos no estructurales que podrían dañarse por grandes deflexiones. Por lo tanto, la deflexión límite se establece en $L/360$. Dado que la luz del paño es de 475 cm, la deflexión máxima permitida es de 1.32 cm. Se ha comprobado que la deflexión generada en la losa no supera este límite permisible.

Figura 4.11. Diseño final de la losa maciza



Fuente: Elaboración propia

Capítulo 5 Diseño de vigas

El diseño de las vigas peraltadas se efectúa por corte y flexión. Con el metrado de cargas efectuado se debe amplificar las fuerzas utilizando las siguientes combinaciones que se indican en la norma E.060. Estas son:

- $CU = 1.4CM + 1.7CV$
- $CU = 1.25CM + 1.25CV \pm CS$
- $CU = 0.9CM \pm CS$

Con estos cinco casos se construye la envolvente y se obtienen los momentos flectores y las fuerzas cortantes, máximos con los que se diseña el acero de los elementos en cuestión.

5.1.1. Diseño por flexión

El diseño de una viga bajo las solicitaciones de flexión debe tomar en cuenta algunas restricciones con relación al acero máximo y mínimo que puede ir embebido en el concreto. Según la norma E.060 para vigas con secciones rectangulares o en forma “T” con el ala en compresión se puede obtener el acero mínimo con la siguiente expresión:

$$As_{\min} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'c}}{fy} \times b \times d$$

Donde:

- $f'c$: resistencia a la compresión en kg / cm^2
- fy : esfuerzo de fluencia del acero en kg / cm^2
- b : espesor de la viga, en cm
- d : altura efectiva, en cm

Con respecto al acero máximo primero se debe calcular la altura del bloque de compresiones balanceado utilizando relaciones de triángulos se obtiene la siguiente ecuación:

$$\frac{Cb}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y}$$

Donde:

- Cb : es la distancia que comprende el bloque de compresiones balanceado, en cm
- ϵ_{cu} : deformación final del concreto, adimensional
- ϵ_y : deformación de fluencia del acero, adimensional

Ahora se calcula el acero balanceado (Asb) con la expresión que se muestra a continuación:

$$Asb = \frac{0.85 \times Cb \times \beta \times f'c \times b}{fy}$$

Donde:

- β : factor de disminución del bloque de compresión.

El acero máximo corresponderá al 75% del acero balanceado:

$$A_{s_{máx}} = 0.75 \times A_{sb}$$

Desde este punto se inicia estrictamente con el diseño, se se calcula la altura del bloque de compresión utilizando la siguiente ecuación:

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

Donde:

- M_u : Momento último obtenido del DMF, en kg-cm
- ϕ : Factor = 0.90, debido al estar diseñando flexión

Con esta medida obtenida, se determina el acero solicitado

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

Por último, se selecciona el acero que más se asemeje a lo requerido. Es preferible que el acero a colocar sea mayor a lo obtenido en los cálculos, pero es aceptable un déficit de 5% de acero.

5.1.2. Diseño por cortante y capacidad

La resistencia al corte está determinada por la contribución del concreto en las vigas y el refuerzo transversal que se deba instalar para cumplir con el requisito de la carga que soporte. La norma peruana E.060 contempla artículos para determinar la fuerza cortante máxima que puede resistir la viga y para el diseño del acero transversal a instalar, con el propósito de que no se genere una falla por corte debido a un movimiento telúrico. Se busca evitar principalmente este tipo de fallas, dado que ponen en mayor riesgo a las estructuras que las producidas por flexión. Se procede a presentar las disposiciones más importantes para este trabajo:

La fuerza cortante de diseño (V_u) se determina a partir del diagrama de fuerzas cortantes a una distancia "d" de la cara del apoyo. En los extremos del elemento, es necesario colocar estribos con un espaciamiento reducido para asegurar un adecuado confinamiento. Esta distancia será el doble del peralte del elemento y se mide desde la cara de apoyo de la viga hacia el centro de la luz. De acuerdo con el capítulo 21 de la norma E.060, el espaciamiento será el menor valor de las siguientes cuatro restricciones.

- $d/4$, donde d representa el peralte efectivo de la viga. Se utiliza como mínimo un valor de 15 cm.
- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña
- Veinticuatro veces el diámetro del estribo
- 30 cm

El primer estribo por instalarse debe situarse a como máximo 10 cm desde la cara de apoyo. Superando el área de confinamiento, los estribos pueden tener una separación que no sea mayor a la mitad del peralte efectivo.

Para calcular el aporte del concreto a soportar las fuerzas cortantes se necesita utilizar la expresión que se muestra a continuación:

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

Mientras que la fuerza del acero requerida se halla a partir de la siguiente ecuación

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Después se determina el espaciamiento de los estribos con esta fórmula:

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

Otra consideración importante que se detalla según la norma, si la resistencia al corte proporcionada por el acero es menor o igual a 1.1 veces la raíz cuadrada de la resistencia del concreto, multiplicada por la base de la viga y el peralte efectivo, el espaciamiento puede ser inferior a $d/2$ o 60 cm. En otro caso, debe ser $d/4$ o 30 cm.

$$V_s \leq 1.1 \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

5.1.3. Ejemplo de diseño de viga peraltada

Se proceden a presentar el procedimiento para diseñar una viga peraltada típica ubicada entre los ejes 3 y 4. Se presenta, el metrado de cargas, el cálculo de las fuerzas más críticas, posteriormente el diseño del acero y finalmente las verificaciones de deflexión.

Metrado de vigas

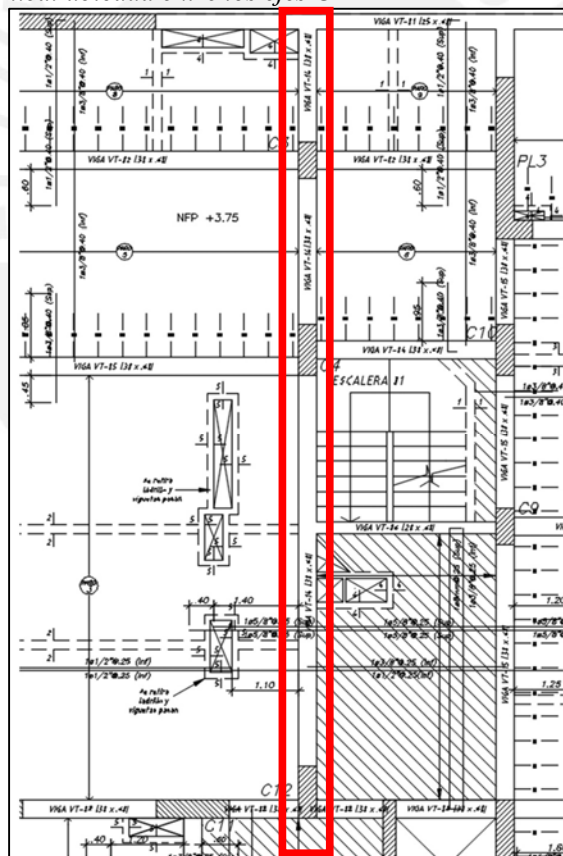
Para determinar el metrado de cargas de una viga se realiza en base a su área tributaria. Esta región se obtiene según el tipo de orientación de los aligerados en los entresijos. El edificio en estudio cuenta con losas aligeradas y macizas en una dirección. Dependiendo de los tipos de losa contiguos, la dirección en caso sea aligerada y las dimensiones en las macizas se calcula el área de incidencia. En caso el aligerado se presente perpendicular a una viga interior, media

losa se apoya encima de ella, además de su peso propio, piso terminado, sobrecarga, vigas planas y tabiques. Si la orientación es paralela a las vigas, estas solo soportan su peso propio, el piso terminado y la sobrecarga.

Las losas macizas que trabajen en dos direcciones, es decir que su relación de lados sea menor a dos se distribuyen trazando bisectrices desde todas las esquinas, de esta forma se generan trapecios y triángulos que se reparten en cada viga. En caso contrario, la repartición de áreas se realiza de forma similar al de losas aligeradas perpendiculares a la viga.

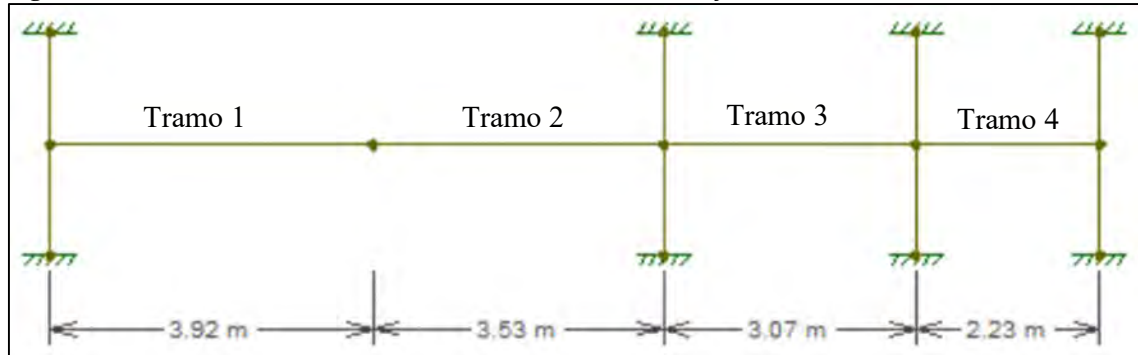
A continuación, en la figura 5.1. se observa la viga de techo VT-14 la cual presenta tres tramos. Se procede a metrar las áreas de influencia para calcular las cargas que actúan sobre el elemento.

Figura 5.1 Viga VT-14 vertical ubicada entre los ejes C-D



Fuente: Elaboración propia

Figura 5.2. Idealización de la VT-14 vertical ubicada entre los ejes C-D



Fuente: Elaboración propia

Para el primer tramo (iniciando por la parte inferior del plano), las cargas son:

Cargas rectangulares

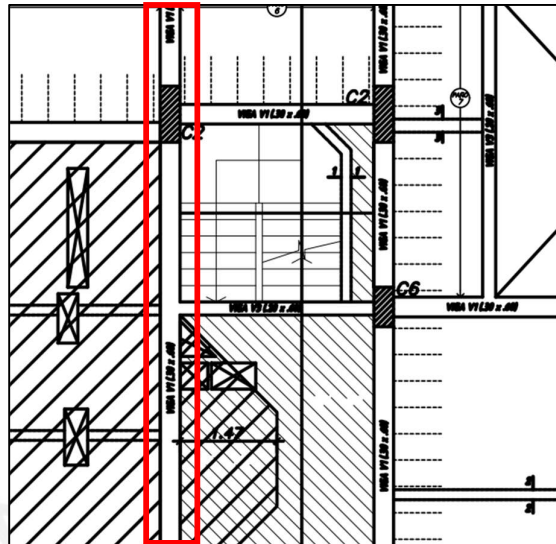
- Peso propio = $2400 \times 0.30 \times 0.60 = 432 \text{ kg/m}$
- Piso terminado = $100 \times (0.30 + 3.125) = 343 \text{ kg/m}$
- Peso losa aligerada = $300 \times 3.125 = 938 \text{ kg/m}$
- CM = 1713 kg/m
- CV = $200 \times (0.30 + 3.125) = 685 \text{ kg/m}$
- CU = $1.4 \times 1713 + 1.7 \times 685 = 3,563 \text{ kg/m}$

Cargas trapezoidales

- Peso losa maciza = $2400 \times 0.20 \times 1.47 = 706 \text{ kg/m}$
- Piso terminado = $100 \times 1.47 = 147 \text{ kg/m}$
- CM = 853 kg/m
- CV = $200 \times 1.47 = 294 \text{ kg/m}$
- CU = $1.4 \times 853 + 1.7 \times 294 = 1,694 \text{ kg/m}$

Entre el primer y segundo tramo se debe calcular una carga puntual que ejerce la viga VT-06, dado que esta se apoya sobre la que se encuentra en análisis.

Figura 5.3 Área de influencia de la VT-06



Fuente: Elaboración propia

Tramo escalera

- Peso propio = $2400 \times 0.20 \times 0.60 = 288 \text{ kg/m}$
- Piso terminado = $100 \times (0.20 + 1.45) = 155 \text{ kg/m}$
- Peso escalera = $660 \times 1.35 = 891 \text{ kg/m}$
- CM = 1334 kg/m
- CV = $200 \times (0.2 + 1.35) = 310 \text{ kg/m}$
- $CU_1 = 2395 \text{ kg/m}$

Carga puntual viga chata

- Peso propio = $2400 \times 0.15 \times 0.20 = 72 \text{ kg/m}$
- Peso tabique = $1800 \times 0.15 \times 2.5 = 675 \text{ kg/m}$
- CM = 747 kg/m
- $Pm = \frac{747 \times 2.7}{2} = 1008 \text{ kg}$
- $Pu = 1.4 \times 1008 = 1.411 \text{ ton}$

Tramo losa maciza

- Peso propio = 288 kg/m
- Piso terminado = 155 kg/m
- Peso losa = $2400 \times 0.20 \times 1.35 = 648 \text{ kg/m}$
- CM = 747 kg/m

- $CV = 310 \text{ kg/m}$
- $CU_2 = 2054 \text{ kg/m}$

Finalmente, la reacción que se traslada a la viga es:

$$P_{\text{viga}} = 4.05 \text{ ton}$$

El segundo tramo es muy similar al primero, solo que en este no se presenta una carga trapezoidal.

Cargas rectangulares

- $\text{Peso propio} = 2400 \times 0.30 \times 0.60 = 432 \text{ kg/m}$
- $\text{Piso terminado} = 100 \times (0.30 + 3.125) = 343 \text{ kg/m}$
- $\text{Peso losa aligerada} = 300 \times 3.125 = 938 \text{ kg/m}$
- $CM = 1713 \text{ kg/m}$
- $CV = 200 \times (0.30 + 3.125) = 685 \text{ kg/m}$
- $CU = 1.4 \times 1713 + 1.7 \times 685 = 3563 \text{ kg/m}$

Los tramos tres y cuatro son similares, puesto que no cargan elementos, más que su propio peso.

Cargas rectangulares

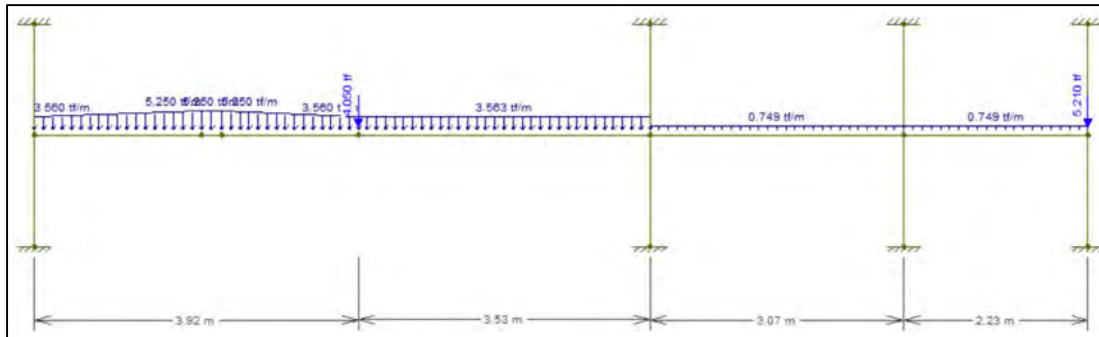
- $\text{Peso propio} = 2400 \times 0.30 \times 0.60 = 432 \text{ kg/m}$
- $\text{Piso terminado} = 100 \times 0.30 = 30 \text{ kg/m}$
- $CM = 462 \text{ kg/m}$
- $CV = 200 \times 0.30 = 60 \text{ kg/m}$
- $CU = 1.4 \times 462 + 1.7 \times 60 = 749 \text{ kg/m}$

Por último, la carga puntual del extremo de la viga se obtiene del metrado de viga del eje 6, debido a que esta es la reacción del segundo apoyo. Resolviendo la viga hiperestática se obtiene que el valor de la fuerza es:

$$R_2 = P_u = 5.21 \text{ ton}$$

Se presentan las cargas finales:

Figura 5.4 Esquema final de cargas de la viga VT-14



Fuente: Elaboración propia

Diseño a flexión

En el siguiente apartado se procede a explicar detalladamente el diseño de la viga entre a los ejes C-D.

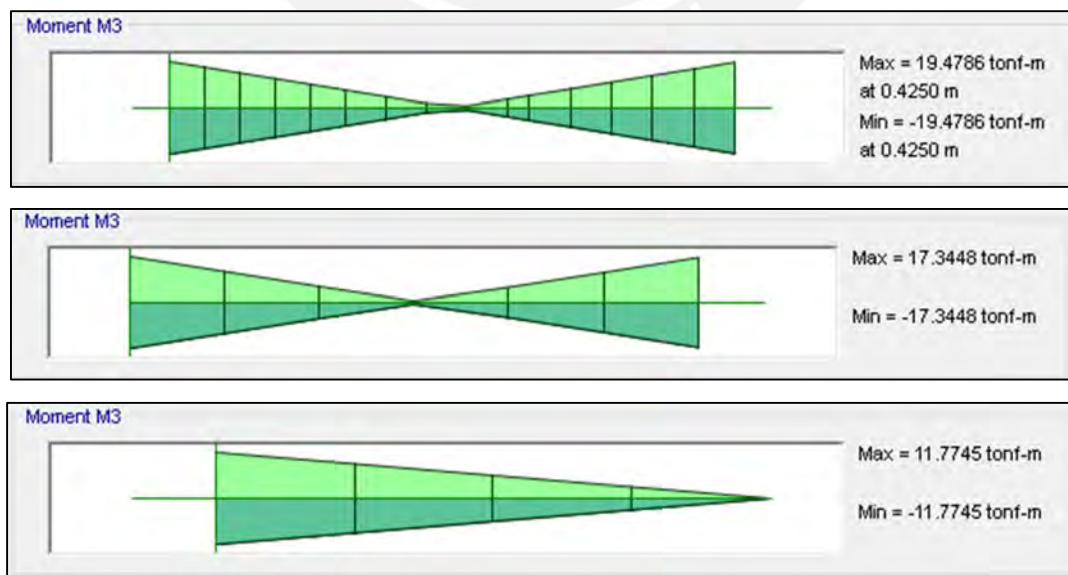
VT-14 (0.30 x 0.60)

Las características de la viga entre los ejes CD son:

- $h = 60$ cm
- $b = 30$ cm
- $d = 54$ cm

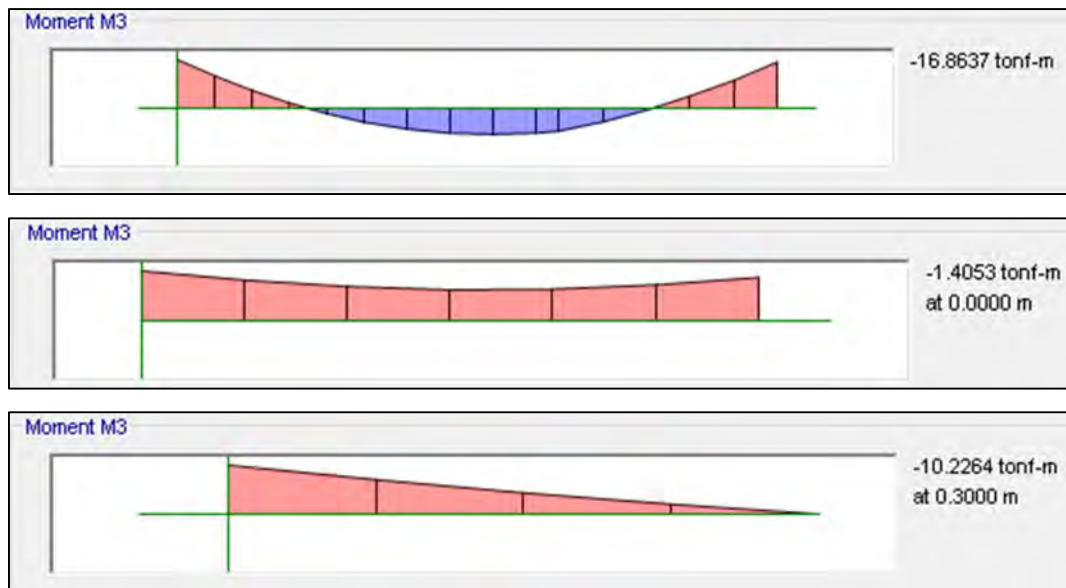
De la misma forma que en la viga anterior se hallaron los momentos últimos, a partir de un ETABS se determinaron las fuerzas por los sismos de diseño, con otro las cargas de gravedad y finalmente se aplicaron los combos.

Figura 5.5. Diagrama de momento flector por sismo de diseño



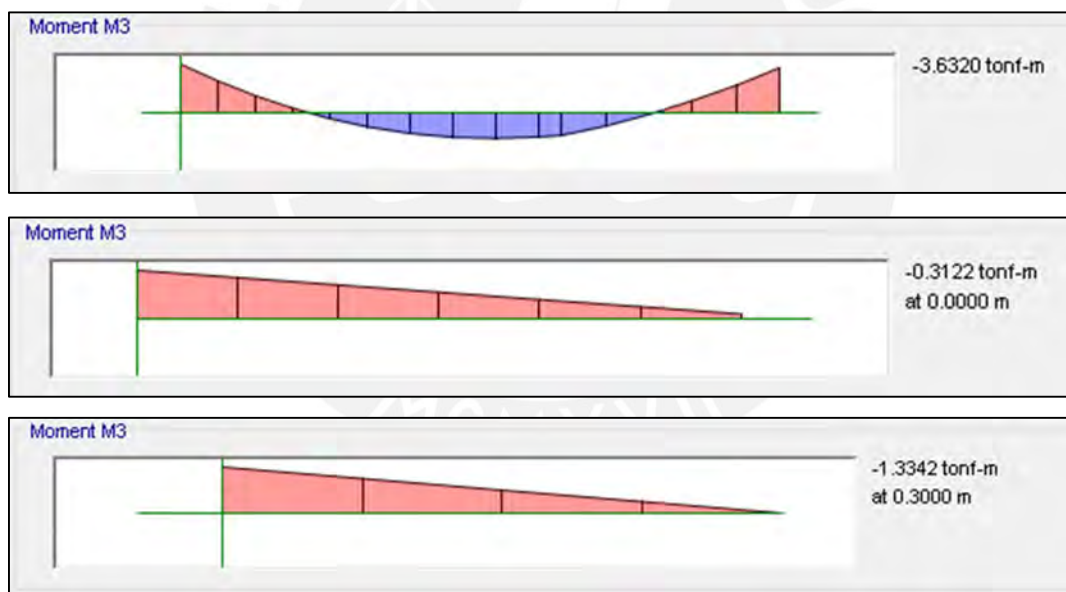
Fuente: ETABS

Figura 5.6. Diagrama de momento flector por carga muerta



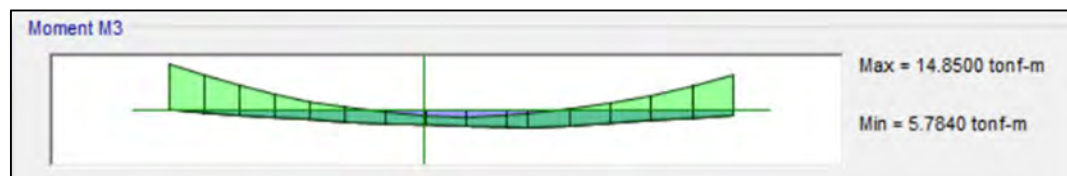
Fuente: ETABS

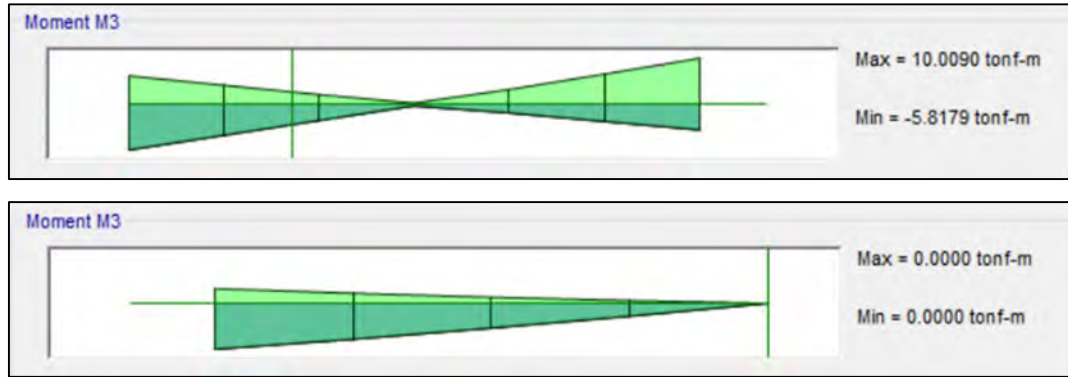
Figura 5.7. Diagrama de momento flector por carga viva



Fuente: ETABS

Figura 5.8. Envolvente de las combinaciones de carga para los tres tramos





Fuente: ETABS

Los momentos últimos, después de amplificar las fuerzas con los combos de cargas para la viga son:

Tabla 5.1. Momentos últimos para la viga VT-14 entre los ejes C y D

Posición	Mu (t.m)		
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Izq.	- 45.08	-18.37	-26.22
	4.30	14.95	2.56
Cen.	0.00	-1.38	-5.89
	15.86	0.00	5.89
Der.	- 43.40	-17.46	0.00
	4.85	14.80	0.00

Fuente: Elaboración propia

Se calculan los aceros máximos y mínimos:

$$A_{s_{\min}} = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 54 \times 30 = 3.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0.75 \left(\frac{0.85 \times 210 \times 30 \times 0.85 \times 31.76}{4200} \right) = 25.81 \text{ cm}^2$$

A manera de ejemplo se detalla la obtención del acero requerido e instalado para el primer tramo de esta viga.

- Para $M_{\text{izq}}^- = -45.08 \text{ ton} - \text{m}$

$$a = 52 - \sqrt{52^2 - \frac{2 \times 45.08}{0.90 \times 0.85 \times 210 \times 30}} = 23.13 \text{ cm}$$

$$A_{\text{req}} = \frac{45.08}{0.90 \times 4200 \times \left(54 - \frac{23.13}{2} \right)} = 27.63 \text{ cm}^2 > A_{s_{\max}}$$

$$A_{\text{ins}} = 5\phi 1" = 25.50 \text{ cm}^2$$

Se coloca esta cuantía de acero, debido a que aumentando más varillas se supera al acero máximo hallado. Asimismo, se necesita aumentar el peralte efectivo a 8 cm, dado que se requieren dos capas para las barras.

El momento negativo central solicitado es muy bajo, por ello el acero corrido lo soporta sin problemas.

- Para $M_{cent}^+ = 15.86 \text{ ton} - \text{m}$

$$a = 54 - \sqrt{54^2 - \frac{2 \times 15.86}{0.90 \times 0.85 \times 210 \times 30}} = 6.48 \text{ cm}$$

$$A_{req} = \frac{15.86}{0.90 \times 4200 \times \left(54 - \frac{6.48}{2}\right)} = 8.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{ins} = 3\emptyset 3/4" = 8.52 \text{ cm}^2$$

- Para $M_{der}^- = 43.40 \text{ ton} - \text{m}$

$$a = 52 - \sqrt{52^2 - \frac{2 \times 43.40}{0.90 \times 0.85 \times 210 \times 30}} = 21.96 \text{ cm}$$

$$A_{req} = \frac{43.40}{0.90 \times 4200 \times \left(52 - \frac{21.96}{2}\right)} = 27.99 \text{ cm}^2 > A_{s_{m\acute{a}x}}$$

$$A_{ins} = 5\emptyset 1" = 25.50 \text{ cm}^2$$

Se muestran los resultados finales del acero longitudinal para toda la viga

Tabla 5.2. Acero requerido e instalado para la viga VT-14 entre ejes C y D

Tramo	Mu (ton.m)	d (cm)	As		a (cm)	As requerido (cm ²)	As instalado (cm ²)		
			mín (cm ²)	máx (cm ²)					
1	Izq.	-45.08	52		23.13	29.49	25.5	5Ø1"	
		4.30	54		1.68	2.14	5.68	2Ø3/4"	
	Cen.	-	54	3.89	25.82	-	-	10.2	2Ø1"
		15.86	54		6.48	8.27	8.52	3Ø3/4"	
	Der.	-43.40	52			21.95	27.99	25.5	5Ø1"
		4.85	54			1.9	2.42	5.68	2Ø3/4"
2	Izq.	-18.37	54	3.89	25.82	7.59	9.68	10.2	2Ø1"
		14.95			6.09	7.76	8.52	3Ø3/4"	

Cen.	-1.38				0.53	0.68	10.2	2Ø1"
	-				-	-	5.68	2Ø3/4"
Der.	-17.46				7.19	9.16	10.2	2Ø1"
	14.80				6.02	7.68	8.52	3Ø3/4"
<hr/>								
Izq.	-17.32				7.13	9.08	10.2	2Ø1"
	20.82				8.07	11.09	8	"
3 Cen.	-5.89	54	3.89	25.82	2.31	2.95	10.2	2Ø1"
	5.89				2.31	2.95	5.68	2Ø3/4"
Der.	0.00				-	-	10.2	2Ø1"
	0.00				-	-	5.68	2Ø3/4"

Fuente: Elaboración propia

Se proceden a hallar los cortes de acero teóricos para los bastones, por ello se determinan los ØMn necesarios:

- Para un peralte efectivo de $d = 54$ cm:

$$A_s = 2\text{Ø}3/4" = 5.68 \text{ cm}^2$$

$$\text{ØMn}_{2\text{Ø}3/4"} = \left(\frac{54 - 5.68 \times 4200}{2 \times 0.85 \times 210 \times 25} \right) \times 0.9 \times 5.68 \times 4200 \times 10^{-5} = 11.02 \text{ ton} - \text{m}$$

Se presenta a continuación, la tabla resumen con las resistencias para cada cuantía de acero con la que se obtendrán las distancias de corte.

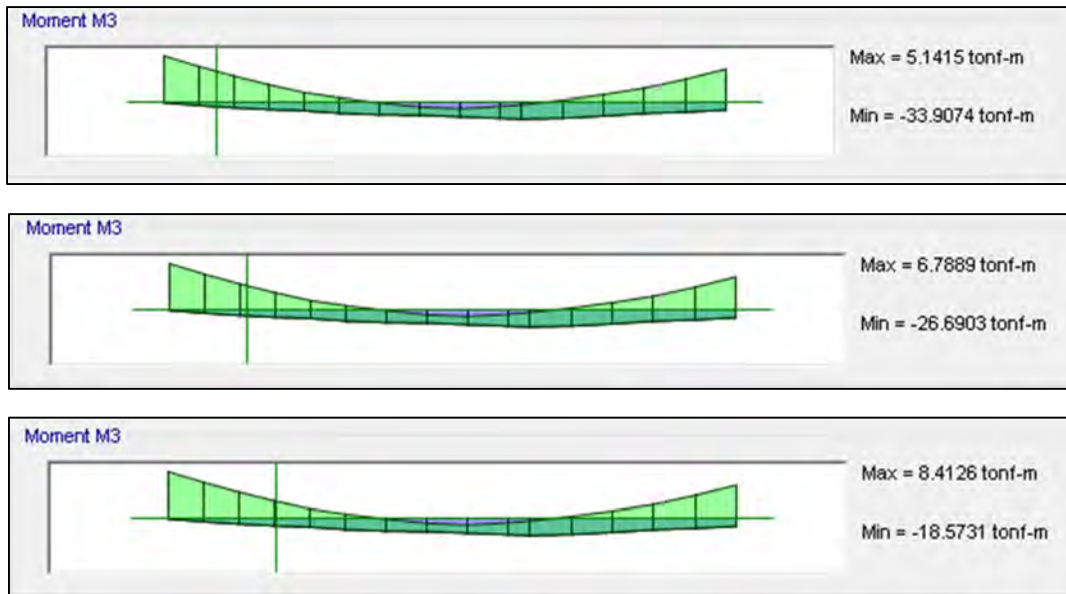
Tabla 5.3. Resistencias para combinación de acero

Cuantía	d (cm)	As (cm ²)	ØMn (t.m)
2Ø3/4"	54	5.68	11.02
2Ø1"	54	10.20	19.28
4Ø1"	52	20.40	33.93
3Ø1"	52	15.30	26.60
2Ø1"	52	10.20	18.51

Fuente: Elaboración propia

Utilizando el programa ETABS se se extrajeron las distancias teóricas donde se permite una disminución del acero longitudinal. A continuación, se muestra el cálculo para cada situación.

Figura 5.9. Distancias teóricas para el acero superior del extremo izquierdo del primer tramo



Fuente: ETABS

$$X_1 = 1.05 \text{ m} + d \approx 1.60 \text{ m}$$

$$X_2 = 1.33 \text{ m} + d \approx 1.85 \text{ m}$$

$$X_2 = 1.67 \text{ m} + d \approx 2.20 \text{ m}$$

Se continuó con la zona central y extremo derecho así como todos los demás tramos.

Obteniendo:

Tabla 5.4. Cortes de fierro para la viga VT-14 entre ejes C y D

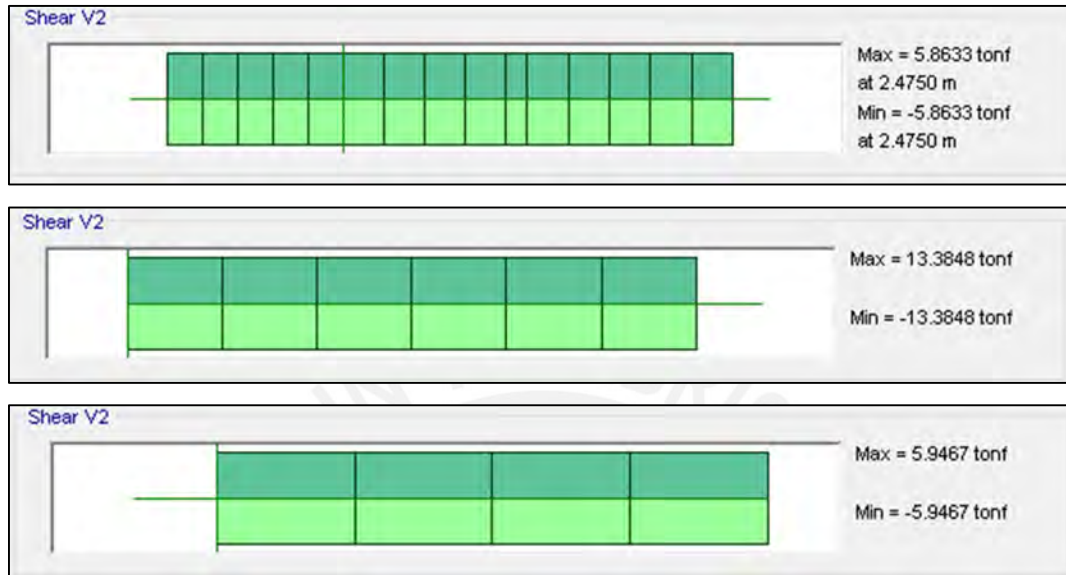
Tramo	As instalado (cm ²)		ΦM_n	X (m)		
			(ton.m)			
1	Izq. Sup.	4Ø1"	20.4	33.93	1.60	
		3Ø1"	15.3	26.60	1.85	
		2Ø1"	10.2	18.51	2.20	
	Cent. Inf.	2Ø3/4"	5.68	11.02	1.70	
		4Ø1"	20.4	33.93	1.45	
		Der. Sup.	3Ø1"	15.3	26.60	1.45
			2Ø1"	10.2	18.51	1.45
2	Izq. Inf.	2Ø3/4"	5.68	11.02	0.8	
	Der. Inf.	2Ø3/4"	5.68	11.02	1.1	
3	Izq. Inf.	2Ø3/4"	5.68	11.02	1.67	

Fuente: Elaboración propia

5.1.3.1. Diseño por corte

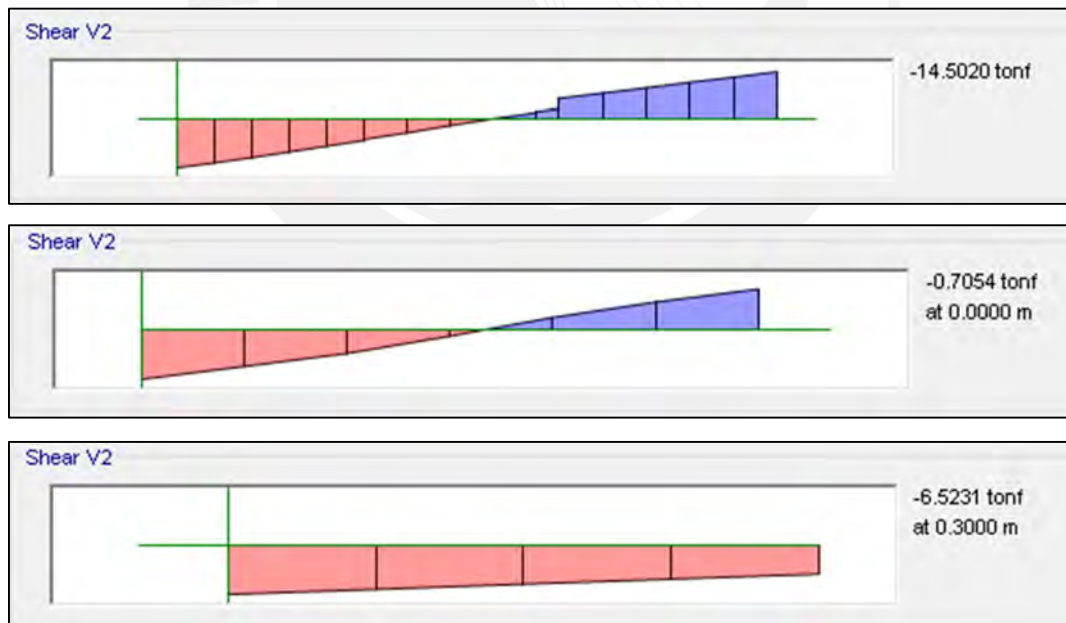
Se obtuvieron del ETABS los diagramas de fuerza cortante para los tres casos (sismo, carga viva y carga muerta), así como la envolvente que incluye todos los combinaciones de carga.

Figura 5.10. Diagrama de fuerza cortante por sismo de diseño para toda la viga



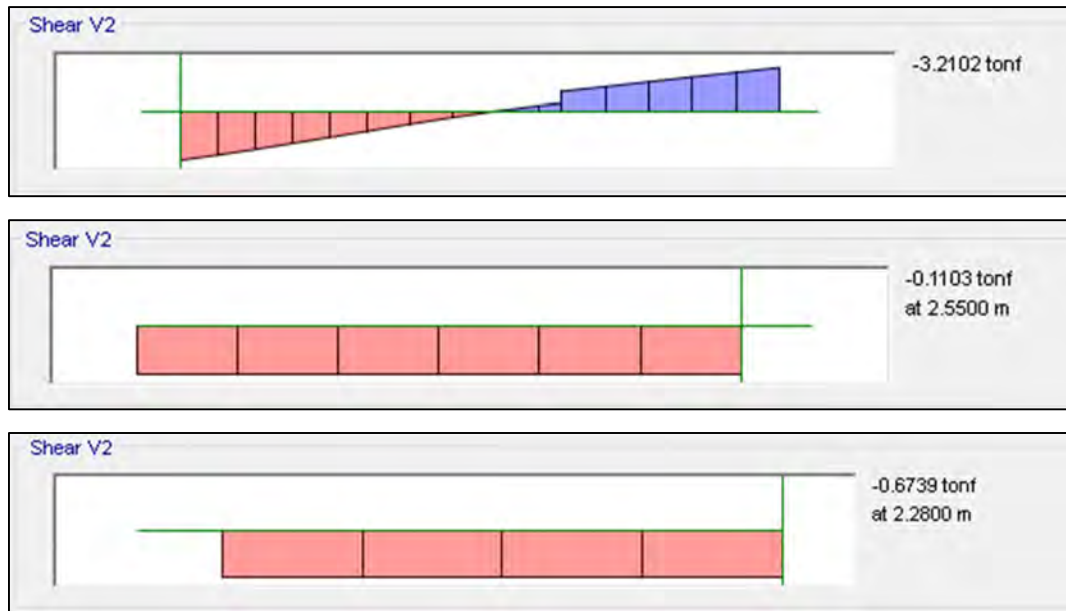
Fuente: ETABS

Figura 5.11. Diagrama de fuerza cortante por carga muerta



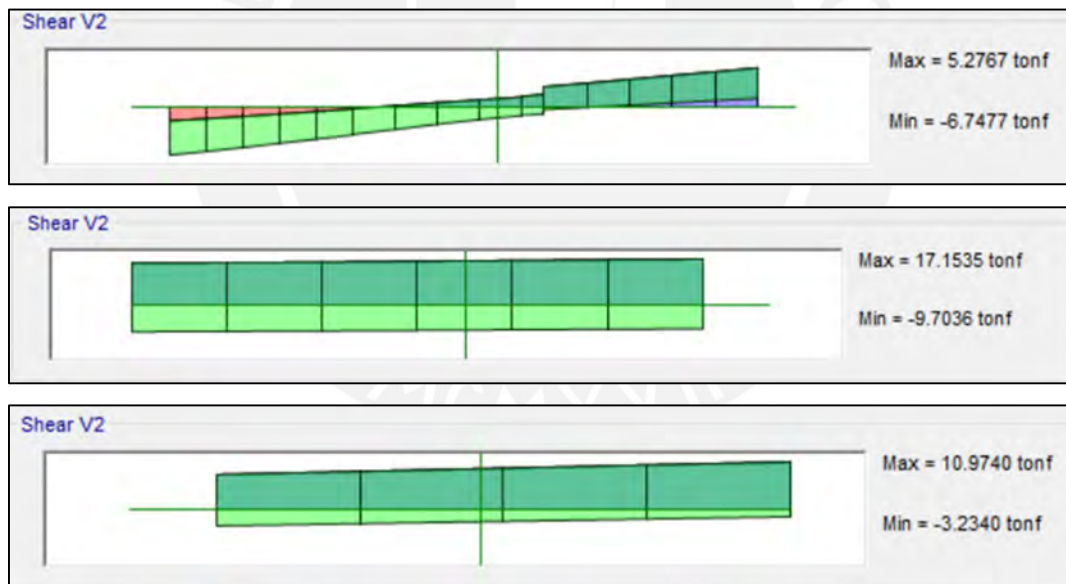
Fuente: ETABS

Figura 5.12. Diagrama de fuerza cortante por carga viva



Fuente: ETABS

Figura 5.13. Envolvente de fuerza cortante para los tramos de la viga



Fuente: ETABS

Las cortantes últimas para esta viga son:

Tabla 5.5. Cortantes de diseño representativas de la viga VT-14 entre los ejes C y D

Viga	Tramo	Vu (ton)	X (m)
VT -14	1	Izq.	25.22
		Der	24.21
	2	Izq.	12.88
		Der	13.18
	3	Izq.	14.01
		Der	12.48

Fuente: Elaboración propia

El siguiente paso es calcular el aporte del concreto a la resistencia al corte

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 54 = 10,575.95 \text{ kg}$$

Del mismo modo que la viga previamente diseñada se utiliza la cortante crítica de cada tramo de viga y se determina la distribución del acero transversal.

Para el primer tramo:

$$V_s = \frac{25.22}{0.85} - 10.58 = 17.23 \text{ ton}$$

$$S = \frac{1.42 \times 4200 \times 54}{17228.29} = 18.69 \text{ cm}$$

Se obtuvo un espaciamiento necesario de considerar en el arreglo del tramo

$$V_s \text{ lim} \leq 1.1 \times \sqrt{210} \times 30 \times 54 = 25823.63 \text{ kg}$$

Al comprobarse la desigualdad anterior el espaciamiento máximo es:

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} \text{ o } 60 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Como existe una zona con una fuerza cortante alta es necesario mantener el espaciamiento de confinamiento. Por ello el arreglo de este tramo es:

Estribos de 3/8" → 1 @0.05, 4 @0.15, rto. @0.25

De la misma forma para el segundo tramo se calcula el Vs requerido

$$V_s = \frac{13.18}{0.85} - 10.58 = 3.063 \text{ ton}$$

$$S = \frac{1.42 \times 4200 \times 54}{3063.59} \approx 105 \text{ cm}$$

Esto quiere decir, que no se utiliza el espaciamiento hallado previamente, dado que es un valor sumamente grande. Se continúa hallando el espaciamiento máximo permitido

$$V_s \text{ lim} > V_s \rightarrow S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} \text{ o } 60 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Obteniendo la misma distribución que en el caso anterior

$$\text{Estribos de } 3/8" \rightarrow 1 @0.05, \text{ rto. } @0.25$$

Para el último tramo

$$V_s = \frac{14.01}{0.85} - 10.58 = 4.04 \text{ ton}$$

$$S = \frac{1.42 \times 4200 \times 54}{4,040.06} \approx 79 \text{ cm}$$

Por lo tanto, al igual que en el tramo anterior el espaciamiento principal mayoritario se obtiene del V_s lim.

$$V_s \text{ lim} \leq 1.1 \times \sqrt{210} \times 30 \times 54 = 25,823.63 \text{ kg}$$

Al comprobarse la inecuación previa se determina que el espaciamiento máximo es:

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} \text{ o } 60 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

$$\text{Estribos de } 3/8" \rightarrow 1 @0.05, \text{ rto. } @0.25$$

Por último, como en la viga VT-14 se culmina el diseño evaluando las consideraciones por confinamiento que brinda el capítulo 21 de la Norma E.060. En este caso se utilizan los incisos referidos a un sistema estructural de muros de corte.

- Longitud de confinamiento = $0.6 \times 2 = 1.20 \text{ m}$
- $\frac{d}{4} = 0.135 \text{ m} \approx 0.15 \text{ m}$
- $24d_e = 24 \times 0.095 = 0.228 \text{ m} \approx 0.20 \text{ m}$
- $10d_b = 10 \times 2.54 = 0.254 \text{ m} \approx 0.25 \text{ m}$
- 30 cm

El arreglo final para los tres tramos es:

$$\text{Estribos de } 3/8" \rightarrow 1 @0.05, 8@0.15, \text{ rto. } @ 0.25 \text{ m}$$

Control por fisuración y deflexiones

Según el artículo 9.3.3. Para determinar si la viga presenta fisuramiento se calcula primero el esfuerzo del acero a tracción bajo cargas de servicio y el área útil de concreto. Posteriormente, se halla un factor Z y se compara con los máximos valores aceptados de la

norma dependiendo de la posición donde se ubique el elemento. Se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$f_s = \frac{M_{\text{servicio}}}{0.90 \times d \times (A_{s1} + A_{s2})}$$

$$A_{ct} = \frac{2 \times Y_s \times b}{N_b}$$

$$Z = f_s \sqrt[3]{d \times A_{ct}}$$

Si la viga se encuentra exteriormente entonces: $Z \leq 26,000 \text{ kg/m}$ y en caso este al interior de la planta $Z \leq 31,000 \text{ kg/m}$.

De acuerdo con el artículo 9.6.2.1 de la norma de concreto armado E.060, se procede a comprobar la deflexión conforme a los siguientes criterios:

Tabla 5.6 Límites de deflexiones

DEFLEXIONES MÁXIMAS ADMISIBLES		
Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$\ell / 180^*$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$\ell / 360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$\ell / 480 \ddagger$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell / 240 \S$

Fuente: Norma E.060

VT-14 (0.30 x 0.60)

Se procede a hallar el esfuerzo del acero y el área en tracción

$$f_s = \frac{11.47 \times 10^5}{0.90 \times 54 \times 8.52} = 2770.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$Y_s = 4 + 0.95 + \frac{1.91}{2} = 5.91 \text{ cm}$$

$$A_{ct} = \frac{2 \times 5.91 \times 30}{3} = 118.20 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2770.05 \sqrt[3]{6 \times 118.20} = 24702.67 \text{ kg/cm} < 26000 \text{ kg/cm}$$

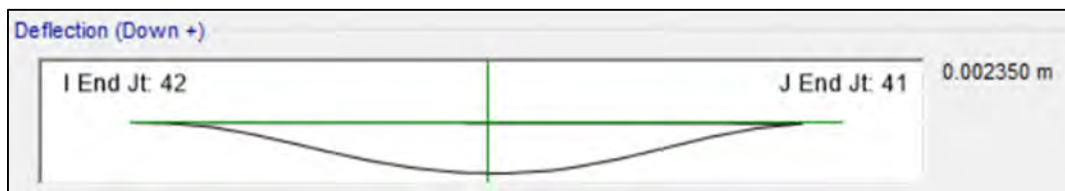
Por lo tanto, para las condiciones de carga de servicio no se presentan problemas de fisuración en toda la viga, dado que el valor de Z es menor al máximo permitido.

Con relación a las deflexiones se evalúa el primer tramo donde ambos extremos presentan continuidad. Para ello, primero se halla la deflexión permisible

$$\delta_{\text{permisible}} = \frac{645}{240} = 2.69 \text{ cm}$$

Del programa etabs se extraen las deflexiones inmediatas para los casos de carga viva y muerta.

Figura 5.14 Deflexión por la carga muerta de la viga VT-14



Fuente: ETABS

Figura 5.15 Deflexión por la carga viva de la viga VT-14



Fuente: ETABS

$$\text{Deflexión} = 1.4 \times 0.235 + 1.7 \times 0.05 = 0.414 \text{ cm} < 2.68 \text{ cm}$$

Al corroborarse que la deflexión esperada es menor a la permisible, se concluye que el diseño realizado es el correcto.

Capítulo 6 Diseño de columnas

Las columnas tienen la tarea de resistir las fuerzas sísmicas, y gravedad. Se caracterizan por trabajar a flexocompresión. Esto quiere decir, que se someten a dos efectos al mismo tiempo, al de cargas axiales y flexión. Para evaluar estos elementos estructurales, es necesario trazar diagramas de interacción utilizando las cinco combinaciones de cargas establecidas en la norma E.060.

Los diagramas de interacción son lugares geométricos producidos por las diversas combinaciones de momento flector (M) y carga axial (P) que agotan toda la capacidad de cada sección. La creación de estas gráficas se lleva a cabo empleando las mismas suposiciones utilizadas en el análisis de una sección sometida a flexión simple. Al igual que los elementos estructurales anteriores, las columnas deben ser analizadas para corte y flexocompresión. Los combos de cargas a utilizar son los mismos que en el diseño por flexión.

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$CU = 0.9CM \pm CS$$

Para el acero longitudinal de columnas la norma específica que la cuantía debe situarse entre el $1\% < \rho < 6\%$. No obstante, se recomienda que este valor no supere el 4%, debido a que en estos casos la congestión de acero será mayor y se deberán incluir mayores detalles constructivos de la armadura a emplear.

6.1 Diseño por flexocompresión

Para este proceso se emplea el diagrama de interacción, como se indicó anteriormente. El trazado de estos lugares geométricos se realiza usando puntos notables obtenidos de las ecuaciones de equilibrio con ello se consiguen valores de M_n y P_n que son ubicados en las gráficas. Al finalizar se multiplica por un factor de reducción de resistencia de la gráfica para evaluar los efectos de flexocompresión.

Los pasos por seguir para el diseño son los siguientes:

1. Se inicia estableciendo una cuantía de acero de refuerzo superior al 1% del área de la sección de concreto. Con este valor, se distribuye el acero por toda el área.
2. Con esta distribución, se trazan los diagramas de interacción considerando la carga axial P y el momento flector M, ambos variables en las dos direcciones. Se multiplican por el factor de reducción “ ϕ ”.

3. Una vez que se han determinado todos los pares M_u y P_u de las combinaciones de carga, se verifica que estos valores se encuentren dentro del área definida por el diagrama de interacción.

6.2 Diseño por cortante y capacidad

Para evaluar la cortante con la que se diseña el refuerzo transversal se requiere calcular la fuerza de diseño por corte como se ha realizado en los elementos anteriores, sin embargo, para los elementos verticales se tiene que efectuar el diseño por capacidad que consiste en prevenir las fallas de tipo frágil. Con ello, se conseguiría prevenir la falla por cortante antes de que ocurra una falla dúctil.

6.2.1. Fuerzas de diseño por cortante

El diseño por corte se calcula con la ecuación que se presenta:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

- V_n = Resistencia nominal al corte
- V_u = Resistencia última requerida al corte

Posteriormente, se halla la resistencia al corte que contribuye el concreto en la sección de la columna.

En compresión:

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

En tracción:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \left(1 - \frac{N_u}{35A_g} \right) b \times d$$

Si se cumple que $\phi V_c \leq V_u$ será necesario determinar el aporte de acero requerido

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Ya con la fuerza de acero (V_s) se procede a calcular el espaciamiento de los estribos:

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

De acuerdo con lo indicado en el inciso 7.10.5.2 de la norma E.060, una vez determinado el espaciamiento "S" de los estribos, se debe verificar que esta longitud no exceda el menor de las siguientes expresiones:

- $s \leq 16db$, db: es el diámetro de barra

- $s \leq$ dimensión mínima de la columna
- $s \leq 48d_e$, d_e : es el diámetro del estribo
- $s \leq 30$ cm

Por otro lado, en el capítulo 21, que detalla las disposiciones especiales para el diseño sísmico, se establece que la longitud de confinamiento debe cumplir con las siguientes expresiones:

- No debe ser inferior a una sexta parte de la luz libre del elemento.
- No debe ser inferior a la mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
- No debe ser inferior a 50 cm.

El espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento también debe tomar el menor valor de los siguientes:

- $s \leq 8d_b$
- $s \leq \frac{\text{Menor dimensión de la columna}}{2}$
- $s \leq 10$ cm

Fuera de la zona de confinamiento, se aplican las disposiciones del inciso 7.10 mencionado anteriormente. En todo el elemento, la separación de los estribos no debe superar la requerida por la fuerza cortante ni ser mayor a 30 cm.

Para los nudos entre vigas y columnas la cuantía de acero a instalar debe cumplir con la siguiente ecuación:

$$A_v \geq \frac{7bs}{f_y}$$

Donde, b es el nudo del ancho en la dirección de análisis. Por otro lado, s no debe ser mayor a 15 cm.

6.2.2. Fuerzas de diseño por capacidad

La fuerza de cortante de diseño, V_{pr} , se calcula considerando las cargas máximas que pueden actuar en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Estas cargas se determinan utilizando las resistencias máximas probables en flexión ($M_{pr} = 1.25M_n$) en ambos extremos del elemento, las cuales se obtienen del rango de cargas axiales amplificadas “ P_u ” aplicadas sobre él.

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{h}$$

Donde:

- M_{pr} es la amplificación por 1.25 del momento nominal derivado del diagrama de interacción.
- V_{pr} : es la fuerza cortante probable
- h : es la altura de la columna que se está diseñando

En ningún caso, la capacidad de la sección de la columna debe ser inferior al cortante calculado-..

6.3 Ejemplo de diseño

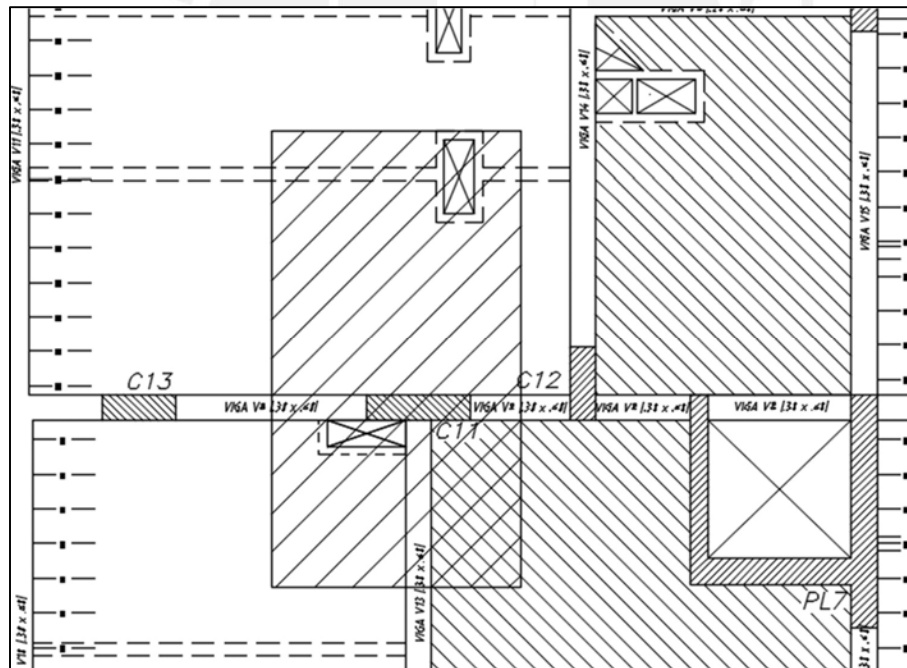
Se presenta a continuación el proceso para el diseño de una columna que es:

- C11 ubicada en el cruce de los ejes 3 y C.

6.3.1. Metrado de columna

El resultado del metrado de cargas es solamente de cargas puntuales, esto quiere decir, que todas las fuerzas obtenidas son transferidas al centro de gravedad del elemento vertical.

Figura 6.1 Área tributaria de la columna C11



Fuente: Elaboración propia

Piso típico

CM

- Peso propio = $2.4 \times 0.3 \times 1.20 \times 2.7 = 2.33$ ton
- Peso aligerado ($h = 0.20$ m) = $0.3 \times 13.84 = 4.15$ ton

- $\text{Peso vigas} = 2.4 \times 0.6 \times (0.5775 + 1.718 + 0.3307) = 3.78 \text{ ton}$
- $\text{Peso piso terminado} = 0.1 \times (17.25 - 1.20 \times 0.30) = 1.69 \text{ ton}$
- $\text{Peso tabique} = 1.8 \times 2.5 \times 0.1 \times 2.325 = 1.05 \text{ ton}$
- $\text{Peso viga chata} = 2.4 \times 0.15 \times 0.20 \times 2.325 = 0.17 \text{ ton}$
- $P_m = 14.12 \text{ ton}$

CV

- $P_v = 0.2 \times (17.25 - 1.20 \times 0.30) = 3.38 \text{ ton}$

Piso 7

CM

- $\text{Peso propio} = 2.4 \times 0.3 \times 1.20 \times 2.7 = 2.33 \text{ ton}$
- $\text{Peso aligerado (h = 0.20 m)} = 0.3 \times 13.84 = 4.15 \text{ ton}$
- $\text{Peso vigas} = 2.4 \times 0.6 \times (0.5775 + 1.718 + 0.3307) = 3.78 \text{ ton}$
- $\text{Peso piso terminado} = 0.1 \times (17.25 - 1.20 \times 0.30) = 1.69 \text{ ton}$
- $P_m = 12.90 \text{ ton}$

CV

- $P_v = 0.2 \times (17.25 - 1.20 \times 0.30) = 3.38 \text{ ton}$

Piso 8

CM

- $\text{Peso propio} = 2.4 \times 0.3 \times 1.20 \times 2.7 = 2.33 \text{ ton}$
- $\text{Peso aligerado} = 5.542 \text{ ton}$
- $\text{Peso aligerado (h = 0.20 m)} = 0.3 \times 12.82 = 3.85 \text{ ton}$
- $\text{Peso piso terminado} = 0.1 \times (16.67 - 1.20 \times 0.30) = 1.63 \text{ ton}$
- $P_m = 11.59 \text{ ton}$

CV

- $P_v = 0.1 \times (17.25 - 1.20 \times 0.30) = 1.63 \text{ ton}$

Tabla 6.1 Cálculos del metrado manual de la columna C11

PISO	CM (ton)	CV (ton)	CM total (ton)	CV total (ton)
T8	11.59	1.63	11.59	1.63
T7	12.90	3.38	24.49	5.01
T6	14.12	3.38	38.61	8.39
T5	14.12	3.38	52.72	11.76
T4	14.12	3.38	66.84	15.14

T3	14.12	3.38	80.95	18.52
T2	14.12	3.38	95.07	21.90
T1	14.12	3.38	109.18	25.28

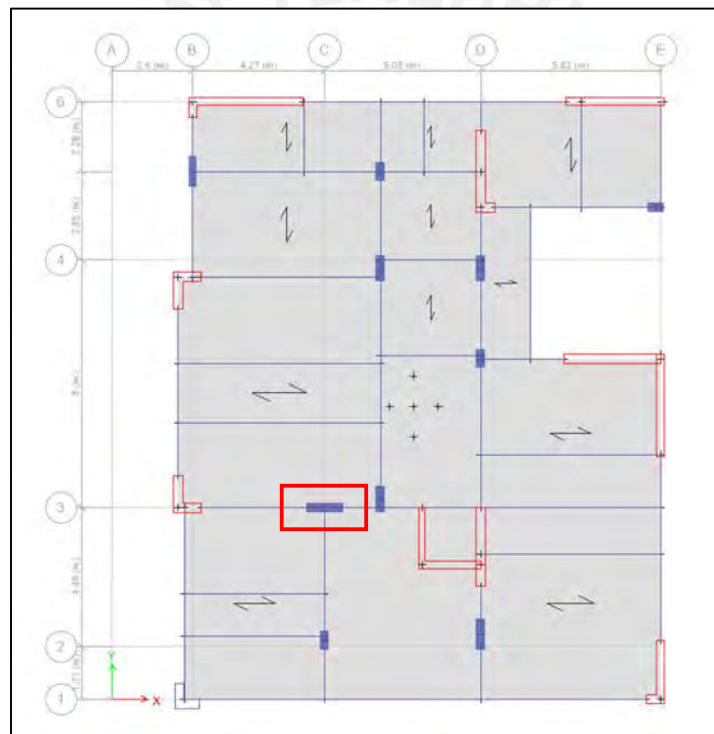
Fuente: *Elaboración propia*

6.3.2. Diseño de columna

Para el armado longitudinal de dicha columna seccionaremos en dos tramos conformados de la siguiente manera:

- Tramo 1: Techo del 1 al 3
- Tramo 2: Techo del 4 al 6
- Tramo 3: Techo del 7 al 8

Figura 6.2. Localización de la columna C11 entre los ejes 3-C



Fuente: *ETABS*

Diseño por flexocompresión:

En cuanto al tramo 1 se plantea una cuantía de armado inicial de $14\text{Ø}3/4$ que equivale a 39.76 cm^2 de acero (1.1%), como dicho armado no excede el 4% recomendado, se procede a analizar las cargas que actúan. Para este armado, se presentan las cargas en el primer tramo, así como su sección:

Tabla 6.2. Cargas actuantes en C11- primer tramo

C120x30	Caso	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C11	Muerta	-107.9	-0.21	0.20	0.11	-0.28
C11	Viva	-18.3	-0.13	0.05	0.03	-0.11
C11	SISDISEÑOXX	44.1	27.77	0.38	1.48	69.41
C11	SISDISEÑOYY	11.9	7.43	0.60	3.01	17.16

Fuente: ETABS

Posteriormente, con estos valores, se calcularon las combinaciones de carga para ambos tramos.

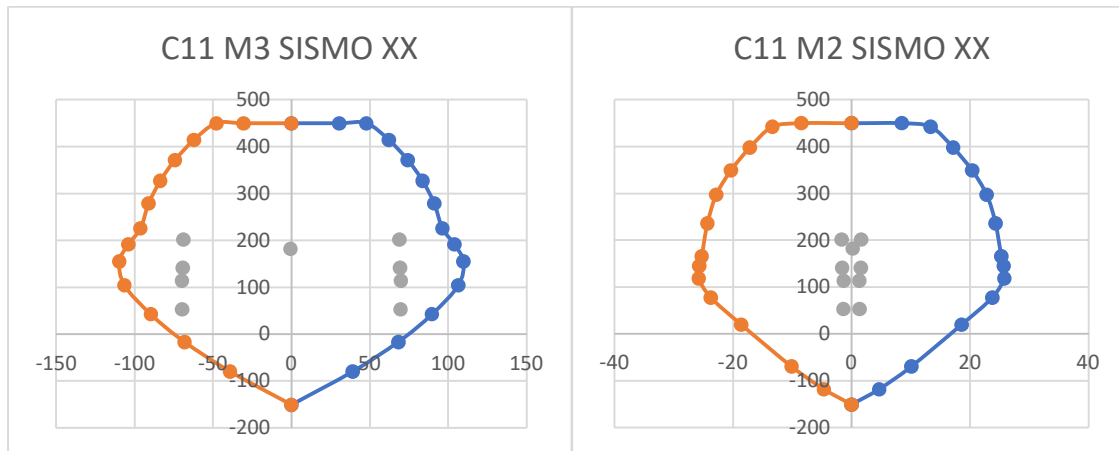
Tabla 6.3. Combinaciones de carga para C11- primer tramo

C120x30	Caso	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C11	1.4CM+1.7CV	182	-0.5	0.37	0.20	-0.6
C11	1.25CM+1.25CV+SX	201	27.3	0.70	1.65	68.9
C11	1.25CM+1.25CV-SX	113	-28.2	-0.07	-1.30	-69.9
C11	0.9CM+SX	141	27.6	0.57	1.58	69.2
C11	0.9CM-SX	53	-27.6	-0.20	-1.37	-69.7
C11	1.25CM+1.25CV+SY	169	7.1	0.91	3.19	16.7
C11	1.25CM+1.25CV-SY	145	-7.9	-0.28	-2.84	-17.6
C11	0.9CM+SY	109	7.2	0.78	3.11	16.9
C11	0.9CM-SY	85	-7.6	-0.41	-2.91	-17.4

Fuente: ETABS

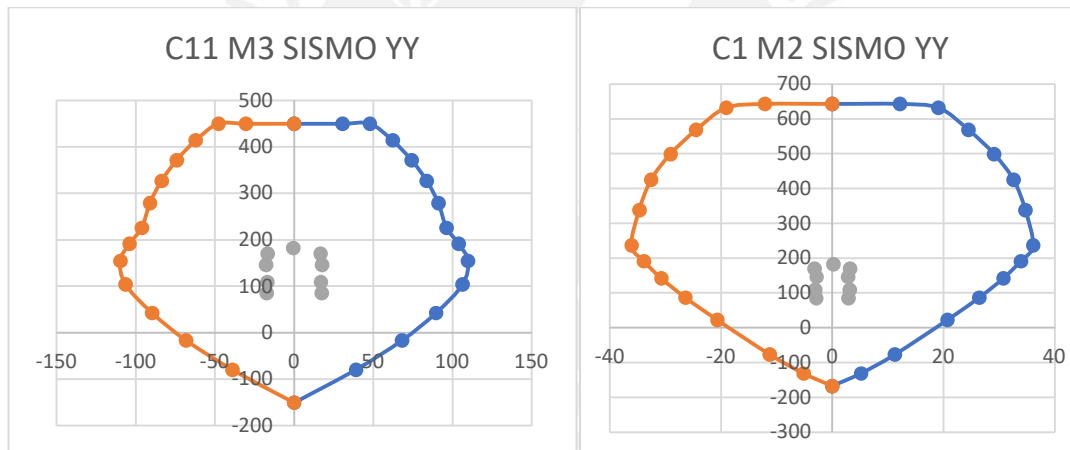
Con la sección ya definida, así como las combinaciones de carga podemos obtener el diagrama de interacción por resistencia de la columna C11. El objetivo es asegurar que las cargas se encuentren dentro del diagrama para poder garantizar que la cuantía instalada sea la adecuada para soportar las solicitaciones siendo la más eficiente posible. Asimismo, el diagrama de interacción tendrá aplicada un factor de reducción ϕ .

Figura 6.3. Diagrama de interacción por resistencia XX C11- primer tramo



Fuente: Elaboración propia

Figura 6.4. Diagrama de interacción por resistencia YY C11- primer tramo



Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar, todos los puntos se encuentran dentro del diagrama de interacción, lo que indica que el armado es adecuado para resistir las solicitaciones. Para este segundo tramo, se empleará el mismo armado. Con este armado y las combinaciones de carga, se obtienen los diagramas de interacción:

Tabla 6.4. Cargas actuantes en C11- segundo tramo

C120x30	Caso	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C11	Muerta	-69.9	0.03	0.23	0.25	-0.22
C11	Viva	-12.1	-0.2	0.06	0.06	-0.28
C11	SISDISEÑOXX	40.2	56.2	0.13	0.30	63.9
C11	SISDISEÑOYY	17.9	13.4	0.34	0.62	16.1

Fuente: ETABS

Posteriormente, con estos valores, se calcularon las combinaciones de carga para ambos tramos.

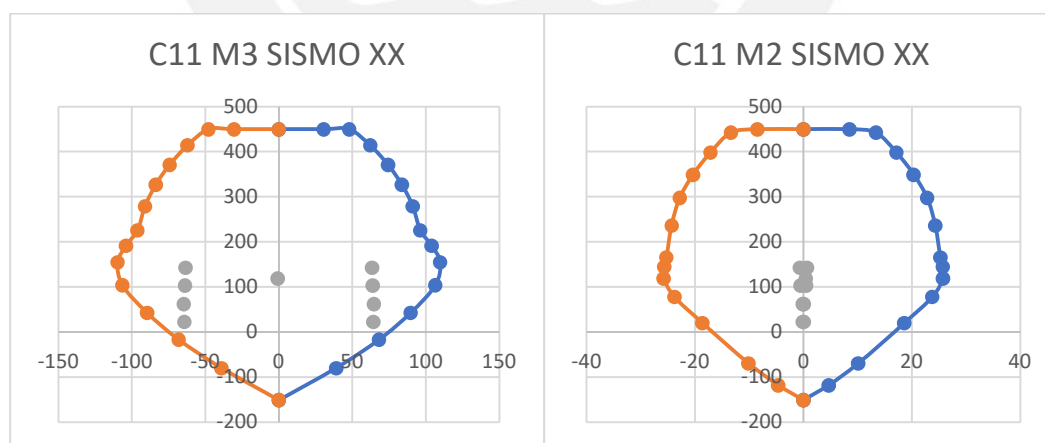
Tabla 6.5. Combinaciones de carga para C11- segundo tramo

C120x30	Caso	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C11	1.4CM+1.7CV	119	-0.35	0.48	0.44	-0.79
C11	1.25CM+1.25CV+SX	143	56.1	0.54	0.68	63.4
C11	1.25CM+1.25CV-SX	62.3	-56.5	0.28	0.08	-64.6
C11	0.9CM+SX	103	56.3	0.37	0.52	63.8
C11	0.9CM-SX	22.8	-56.2	0.11	-0.08	-64.2
C11	1.25CM+1.25CV+SY	121	13.1	0.75	1.00	15.4
C11	1.25CM+1.25CV-SY	85.2	-13.6	0.07	-0.24	-16.7
C11	0.9CM+SY	81.2	13.4	0.58	0.84	15.9
C11	0.9CM-SY	45.1	-13.4	-0.10	-0.40	-16.3

Fuente: Elaboración propia

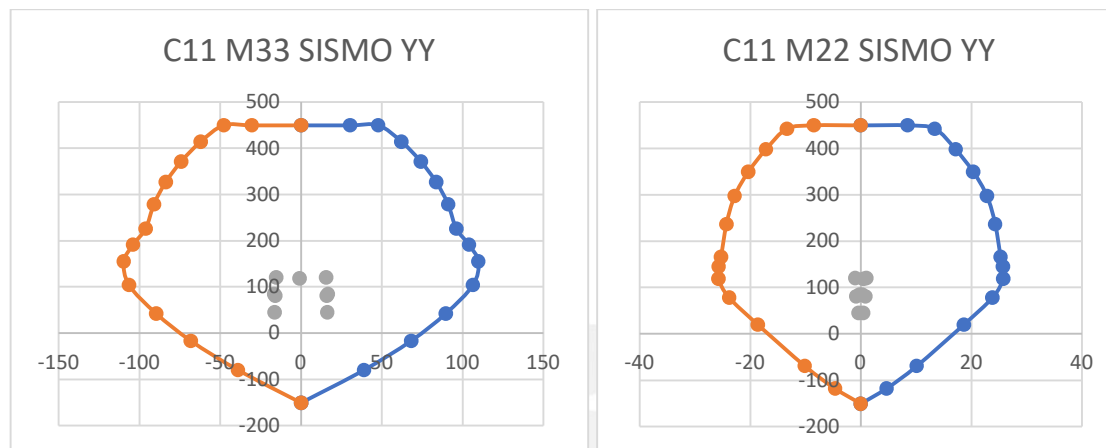
De la misma manera que en el tramo anterior, se presentan los diagramas de interacción para la sección definida con el fin de verificar que las fuerzas se encuentren dentro del gráfico para cerciorarse que la cuantía a utilizar es óptima para este tramo en análisis.

Figura 6.5. Diagrama de interacción por resistencia XX C11-segundo tramo



Fuente: Elaboración propia

Figura 6.6. Diagrama de interacción por resistencia YY C11- segundo tramo



Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar, todos los puntos están dentro del diagrama de interacción, lo que indica que la estructura está correctamente diseñada para resistir las fuerzas aplicadas. Para el próximo tramo, se empleará el mismo diseño estructural. Utilizando este diseño y considerando las diferentes combinaciones de cargas, determinamos los diagramas de interacción correspondientes.

Tabla 6.6. Cargas actuantes en C11- tercer tramo

C120x30	Caso	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C11	Muerta	-24.4	0.57	0.25	0.27	0.28
C11	Viva	-4.1	-0.17	0.06	0.07	-0.22
C11	SISDISEÑOXX	22.1	38.1	0.08	0.22	34.4
C11	SISDISEÑOYY	11.4	10.7	0.16	0.33	10.8

Fuente: ETABS

Siguiendo con el mismo proceso de los tramos anteriores se presentan las combinaciones de cargas.

Tabla 6.7. Combinaciones de carga para C11- tercer tramo

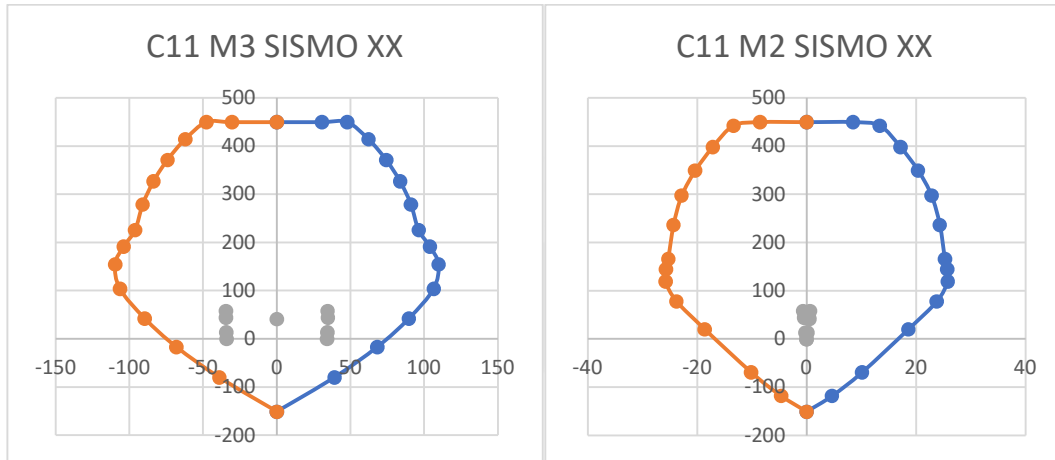
C120x30	Caso	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
C11	1.4CM+1.7CV	41.2	0.51	0.45	0.49	0.01
C11	1.25CM+1.25CV+SX	58.1	38.6	0.46	0.65	34.4
C11	1.25CM+1.25CV-SX	13.3	-37.6	0.31	0.20	-34.3
C11	0.9CM+SX	44.4	38.7	0.30	0.47	34.6
C11	0.9CM-SX	-0.43	-37.6	0.14	0.02	-34.1

C11	$1.25CM+1.25CV+SY$	47.1	11.2	0.55	0.75	10.9
C11	$1.25CM+1.25CV-SY$	24.3	-10.2	0.23	0.09	-10.7
C11	$0.9CM+SY$	33.4	11.2	0.38	0.57	11.1
C11	$0.9CM-SY$	10.6	-10.2	0.06	-0.09	-10.6

Fuente: Elaboración propia

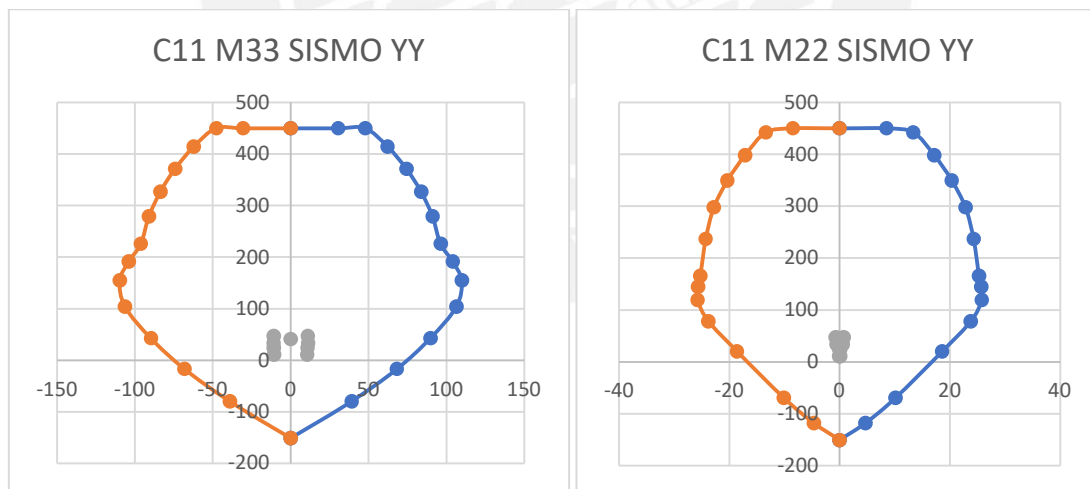
Ahora se verifican los diagramas de interacción.

Figura 6.7. Diagrama de interacción por resistencia XX C11-tercer tramo



Fuente: Elaboración propia

Figura 6.8. Diagrama de interacción por resistencia YY C11- tercer tramo



Fuente: Elaboración propia

Como se puede notar, todos los puntos están dentro del diagrama de interacción, lo que significa que el armado es el adecuado para soportar las solicitaciones.

Diseño por cortante y capacidad:

De los resultados obtenidos previamente, se observa que la cortante más crítica se presenta en el eje 2 por lo que el análisis por capacidad se realiza de acuerdo a los resultados alcanzados en el software ETABS.

Se procede a obtener el primer cortante por capacidad utilizando el diagrama de interacción sin la amplificación del phi. Para ello, se usa el diagrama de momento M33 sismos en YY. Donde se obtiene:

- $Mn_{sup} \approx 125 \text{ ton.m}$
- $Mn_{inf} \approx 125 \text{ ton.m}$

$$Vu_1 = \frac{125 + 125}{2.10} = 119.05 \text{ ton}$$

Se amplifican las cargas de sismo por 2.5 y se determina cual es el Vu a utilizar:

Tabla 6.8. Vu calculado amplificando las cargas de sismo

COMBINACIÓN	Vu (ton)
1.25CM+1.25CV+2.5SX	18.1
1.25CM+1.25CV-2.5SX	-18.9
0.9CM+2.5SX	18.3
0.9CM-2.5SX	-18.7
1.25CM+1.25CV+2.5SY	69.0
1.25CM+1.25CV-2.5SY	-69.8
0.9CM+2.5SY	69.2
0.9CM-2.5SY	-69.6

Fuente: Elaboración propia

$$Vu_2 = 69.85 \text{ ton}$$

Se trabaja con el segundo valor. Ahora se calcula el $\emptyset Vc$:

$$\emptyset Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \left(1 + \frac{169.68 \times 1000}{140 \times 30 \times 120} \right) 30 \times 114 = 29.84 \text{ ton}$$

Como $\emptyset Vc < Vu$ se calcula el Vs necesario:

$$V_s = \frac{69.85}{0.85} - \frac{29.84}{0.85} = 82.18 - 35.11 = 47.07 \text{ ton}$$

$$S = \frac{4 \times 0.71 \times 4200 \times 114}{47.07 \times 1000} = 28.89 \text{ cm}$$

Se continua, hallando los espaciamientos y longitud de confinamiento que se detallan en el capítulo 21 de la Norma E.060

Para la longitud de confinamiento L_o :

- $L_{o1} = \frac{H_n}{6} = \frac{210}{6} = 35 \text{ cm}$
- $L_{o2} = 120 \text{ cm}$
- $L_{o3} = 50 \text{ cm}$

Por ello, se trabaja con 120 cm como la longitud de confinamiento.

Para el espaciado de los estribos en la zona de confinamiento:

- $S_1 = 8 \times 2.84 = 22.72 \text{ cm}$
- $S_2 = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$
- $S_3 = 10 \text{ cm}$

Se usa un espaciado de 10 cm.

En la zona libre del espacio de confinamiento:

- $S_1 = 16 \times 2.84 = 45.44 \text{ cm}$
- $S_2 = 48 \times 0.95 = 45.6 \text{ cm}$
- $S_3 = 30 \text{ cm}$

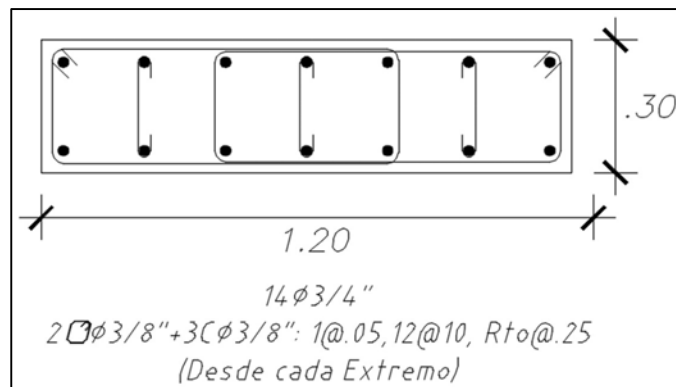
Se trabaja por lo tanto con 30 cm de espaciado.

Por lo tanto, la columna C11 ejes (3-C) tendrá una configuración de estribos de la siguiente forma:

2 estribos de $\emptyset 3/8"$: 1@0.05, 12@. 10, Rto. @. 25 (desde c/extr.)

Se utilizan tres estribos por la longitud de la columna. Por último, se presenta el esquema de los estribos que se utiliza para todos los pisos de la torre.

Figura 6.9. Diseño final de la columna C11 ejes (3-C)



Fuente: Elaboración propia



Capítulo 7 Diseño de placas

Las placas o muros de corte están diseñados para resistir las cargas de gravedad y sísmicas más elevadas en relación con las columnas. Sin embargo, su objetivo principal es soportar las fuerzas cortantes y momentos flectores significativos que podrían generarse durante un sismo.

Así como las columnas, los muros de corte se diseñan por flexocompresión y por corte. Los combos de cargas para calcular las cargas últimas y así obtener las envolventes son las que se presentan a continuación:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$CU = 0.9CM \pm CS$$

Su uso en edificios de gran altura es esencial en estos días, dado que permite de controlar las deformaciones de los entrepisos causadas por las fuerzas sísmicas. Asimismo, proporciona seguridad a los elementos no estructurales durante un sismo de magnitud moderada.

Las placas se caracterizan por tener una dimensión longitudinal considerable. Por ello, se deben suministrar una mayor cuantía de acero longitudinal en los extremos. A estas zonas se les conoce como núcleos. Para el diseño, se consideran las disposiciones del capítulo 21 de la norma E.060. Algunas de ellas son:

- ρ horizontal mín. ≥ 0.002
- ρ vertical mín. ≥ 0.0015
- $S \leq 40$ cm
- El espaciamiento "s" ya sea horizontal o vertical debe ser $\leq 3t$, donde t es el espesor de la placa"

7.1 Diseño por flexocompresión

Para el diseño en flexocompresión, al igual que en columnas, los diagramas de interacción son esenciales. Al finalizar su construcción, este debe ser multiplicado por el factor de reducción de resistencia establecido en la norma para efectos de flexocompresión.

7.2 Diseño por cortante y capacidad

El primer paso es calcular la contribución del concreto mediante la siguiente fórmula, que dependerá de la carga axial, $f'c$ y las dimensiones del elemento.

$$Vc = 0.17 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Pu}{14Ag}\right) * bw * d$$

Después de obtener este valor, se continua con la identificación de la resistencia de acero requerida (V_s) como ya se calculó anteriormente en columnas. Ya determinado el valor de V_s se prosigue determinando el espaciamiento (s) necesario para el acero horizontal. La cuantía mínima de ρ horizontal = 0.0025. Luego se suman V_c y V_s para obtener V_n

$$V_n = V_c + V_s$$

V_n no debe superar al valor de V_n límite el cual es:

$$V_n \text{ lim} \leq 2.6 * \sqrt{f'_c} * t * d$$

Al verificar la anterior inecuación se continúa hallando la cantidad de acero longitudinal. Esta dependerá también de la cuantía horizontal.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_H - 0.0025); \geq 0.0025$$

La fuerza cortante de diseño V_u se determina multiplicando la fuerza cortante calculada en el análisis por un factor requerido por la norma E.060.

$$V_{u \text{ diseño}} \geq V_u * \left(\frac{M_n}{P_u} \right); \left(\frac{M_n}{M_u} \right) \leq R$$

El valor de M_n se halla a partir del diagrama de interacción de manera similar a las columnas

Según la norma E.060 la fuerza cortante se incrementa mediante este factor hasta alcanzar una altura igual al mayor valor de las siguientes especificaciones:

- Longitud de la placa (L_m)
- $M_u / 4V_u$
- La altura de los primeros dos entrepisos

El último paso es comprobar la siguiente desigualdad

$$\phi V_n \geq V_u$$

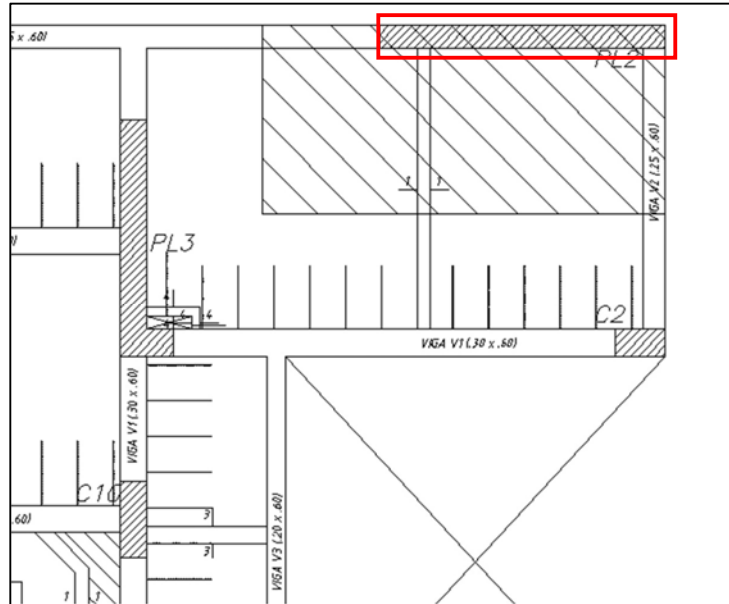
7.3 Ejemplo de diseño

Se proceden a realizar dos ejemplos para el diseño de placas las cuales son:

- PL-02 Ejes 6E

7.3.1. Metrado de placa

Figura 7.1 Área tributaria de la placa PL2



Fuente: Elaboración propia

Piso típico

CM

- Peso propio = $2.4 \times 0.25 \times 3.20 \times 2.7 = 5.18$ ton
- Peso aligerado = $0.3 \times 7.87 = 2.36$ ton
- Peso vigas = $2.4 \times 0.6 \times (0.32 + 0.46) = 1.14$ ton
- Peso piso terminado = $0.1 \times (9.46 - 0.25 \times 3.20) = 0.87$ ton
- Peso tabique = $1.8 \times 0.15 \times 2.50 \times 1.85 = 0.83$ ton
- Peso viga chata = $2.4 \times 0.15 \times 0.20 \times 1.85 = 0.13$ ton
- $P_{CM} = 10.51$ ton

CV

- $P_{CV} = 0.2 \times (9.46 - 0.25 \times 3.20) = 1.73$ ton

Pisos 7 y 8

CM

- Peso propio = $2.4 \times 0.25 \times 3.20 \times 2.7 = 5.18$ ton
- Peso aligerado = $0.3 \times 7.87 = 2.36$ ton

- $\text{Peso vigas} = 2.4 \times 0.6 \times (0.32 + 0.46) = 1.14 \text{ ton}$
- $\text{Peso piso terminado} = 0.1 \times (9.46 - 0.25 * 3.20) = 0.87 \text{ ton}$
- $P_{CV} = 9.55 \text{ ton}$

CV

- $P_{CV} = 0.1 \times (9.46 - 0.25 * 3.20) = 0.87 \text{ ton}$

Se presenta una tabla con los valores finales obtenidos

Tabla 7.1. Cálculos del metrado manual de la placa PL2

Piso	CM (ton)	CV (ton)	CM total (ton)	CV total (ton)
T8	9.6	1.73	9.6	1.73
T7	9.6	0.87	19.1	2.60
T6	10.5	1.73	29.6	4.33
T5	10.5	1.73	40.1	6.06
T4	10.5	1.73	50.6	7.79
T3	10.5	1.73	61.1	9.52
T2	10.5	1.73	71.7	11.3
T1	10.5	1.73	82.2	12.9

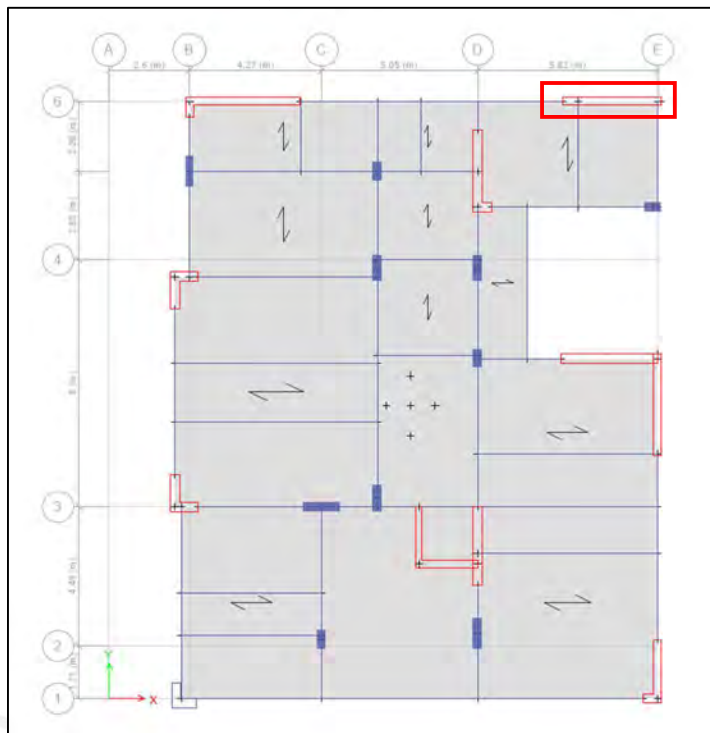
Fuente: Elaboración propia

7.3.2. Diseño de placa

Para el armado longitudinal de dicha placa seccionaremos en tres tramos, de manera similar que, para la columna, conformados de la siguiente manera:

- Tramo 1: Techo del 1 al 3
- Tramo 2: Techo del 4 al 6
- Tramo 3: Techo del 7 al 8

Figura 7.2. Ubicación de Placa 02 entre los ejes 6 y E



Fuente: ETABS

Diseño por flexo compresión

De manera similar a una columna, se verifica el acero instalado con las combinaciones de carga, utilizando el diagrama de interacción generado. Es necesario asegurarse de que se cumplan las solicitaciones requeridas. A continuación, se presentan las cargas actuantes en el primer tramo de la placa.

Tabla 7.2. Cargas actuantes en Placa 02- primer tramo

PLACA 2	Caso	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
	Muerta	-95.7	0.85	-0.01	-0.13	7.79
	Viva	-11.6	0.17	0.00	-0.02	0.01
	SISDISEÑOXX	58.6	49.8	0.58	2.81	350
	SISDISEÑOYY	101	77.5	0.81	3.53	514

Fuente: Elaboración propia

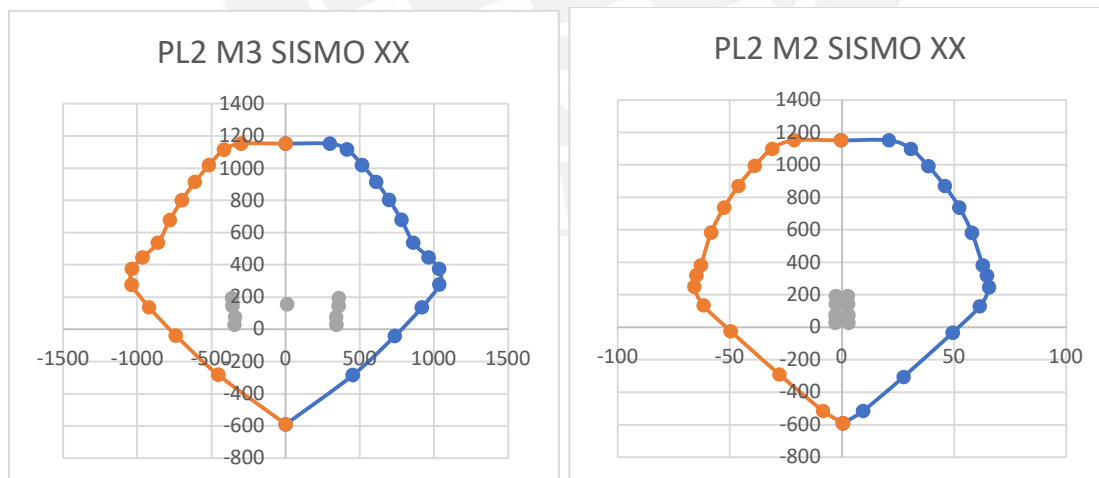
Tabla 7.3. Combinaciones de carga para Placa 02- primer tramo

PLACA 2	Combinación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
	1.4CM+1.7CV	153	1.48	-0.01	-0.22	10.9
	1.25CM+1.25CV+SX	192	51.1	0.57	2.62	359
	1.25CM+1.25CV-SX	75.4	-48.5	-0.59	-2.99	-340
	0.9CM+SX	144	50.6	0.57	2.69	357
	0.9CM-SX	27.5	-49.0	-0.59	-2.92	-343
	1.25CM+1.25CV+SY	235	78.7	0.80	3.35	524
	1.25CM+1.25CV-SY	32.4	-76.2	-0.82	-3.72	-504
	0.9CM+SY	187	78.2	0.80	3.42	521
	0.9CM-SY	-15.5	-76.7	-0.81	-3.65	-507

Fuente: Elaboración propia

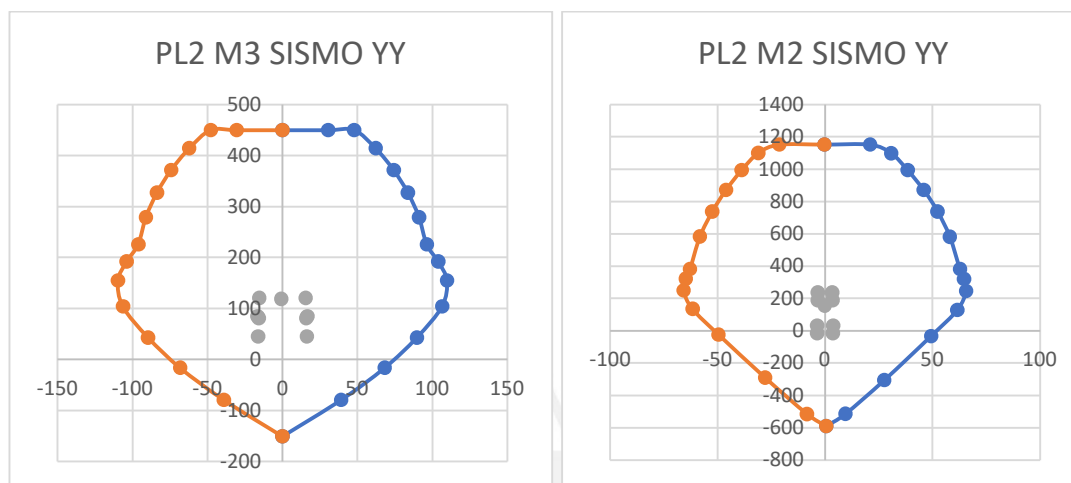
Después de efectuar algunas iteraciones previas se comprueba que una cuantía de acero de 24Ø de 1" distribuidas en los dos núcleos es adecuada para cumplir el requerimiento de resistencia que necesita la sección en este tramo. Siendo un total de 122.4 cm² que equivale a 1.53% del área total por lo que no hay problemas en el armado. Se analizan los diagramas de interacción y se corrobora que el armado sea el óptimo para las cargas actuantes.

Figura 7.3 Diagrama de interacción por resistencia XX PL2- primer tramo



Fuente: Elaboración propia

Figura 7.4 Diagrama de interacción por resistencia YY PL2- primer tramo



Fuente: Elaboración propia

Como se puede notar, todos los puntos se encuentran dentro del diagrama de interacción, lo que indica que el armado es adecuado para resistir las solicitaciones. A continuación, realizamos el mismo análisis para el segundo tramo. Primero, determinamos las cargas actuantes.

Tabla 7.4. Cargas actuantes en Placa 02- segundo tramo

PL2	Caso	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
	Muerta	-58.9	1.78	-0.01	-0.08	6.46
	Viva	-7.08	0.41	0.00	-0.02	0.76
	SISDISEÑOXX	40.5	29.6	0.13	0.46	107
	SISDISEÑOYY	68.0	44.5	0.14	0.49	143

Fuente: Elaboración propia

Luego, armamos las combinaciones:

Tabla 7.5. Combinaciones de carga para Placa 02- segundo tramo

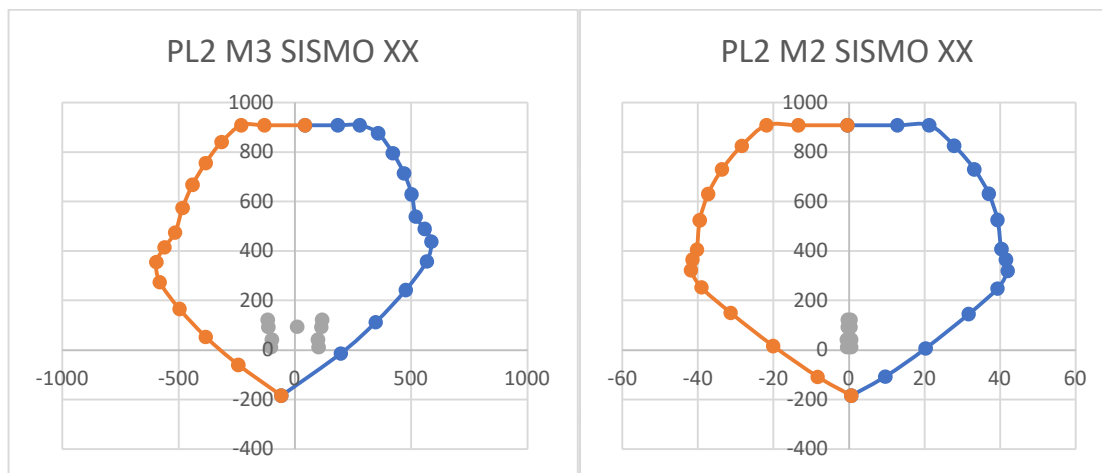
PL 2	Combinación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
	1.4CM+1.7CV	94.5	3.19	-0.01	-0.13	10.3
	1.25CM+1.25CV+SX	123	32.3	0.12	0.34	116
	1.25CM+1.25CV-SX	41.9	-26.8	-0.14	-0.57	-98.8
	0.9CM+SX	93.6	31.2	0.13	0.39	113
	0.9CM-SX	12.5	-28.0	-0.14	-0.53	-102

1.25CM+1.25CV+SY	150	47.3	0.13	0.38	152
1.25CM+1.25CV-SY	14.4	-41.8	-0.15	-0.61	-134
0.9CM+SY	121	46.1	0.14	0.42	149
0.9CM-SY	-15.0	-42.9	-0.15	-0.56	-137

Fuente: Elaboración propia

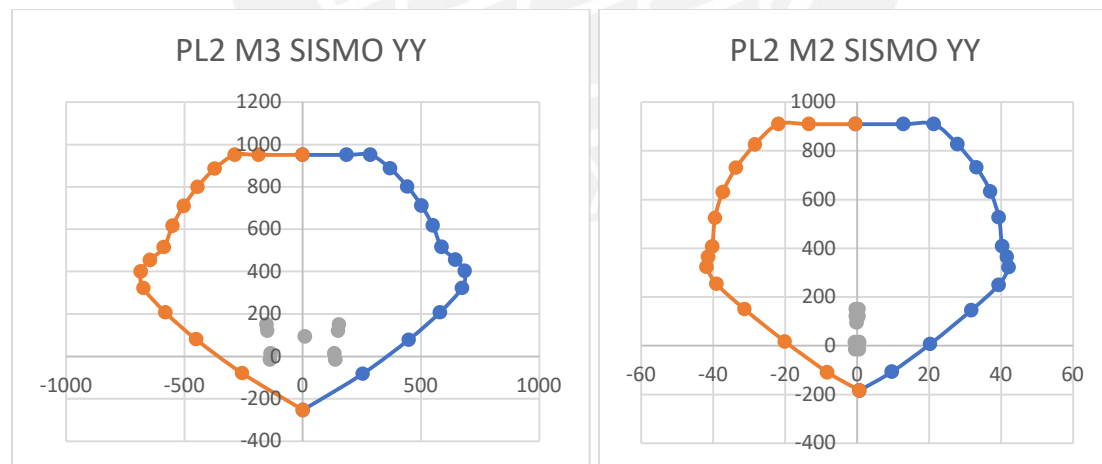
Para este segundo tramo se utilizará un armado en los núcleos de 10 barras de 3/4". Con dicho armado y las combinaciones de carga hallamos los diagramas de interacción:

Figura 7.5. Diagrama de interacción por resistencia XX PL2- segundo tramo



Fuente: Elaboración propia

Figura 7.6. Diagrama de interacción por resistencia YY PL2- segundo tramo



Fuente: Elaboración propia

Continuando con el proceso se presentan las cargas para el tercer tramo.

Tabla 7.6. Cargas actuantes en Placa 02- tercer tramo

PLACA 2	Caso	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
---------	------	---------	----------	----------	------------	------------

Muerta	-21.83	2.05	0.02	-0.01	4.19
Viva	-2.63	0.46	0.00	0.00	0.88
SISDISEÑOXX	15.6	14.6	0.06	0.39	26.2
SISDISEÑOYY	25.3	24.4	0.07	0.46	32.5

Fuente: Elaboración propia

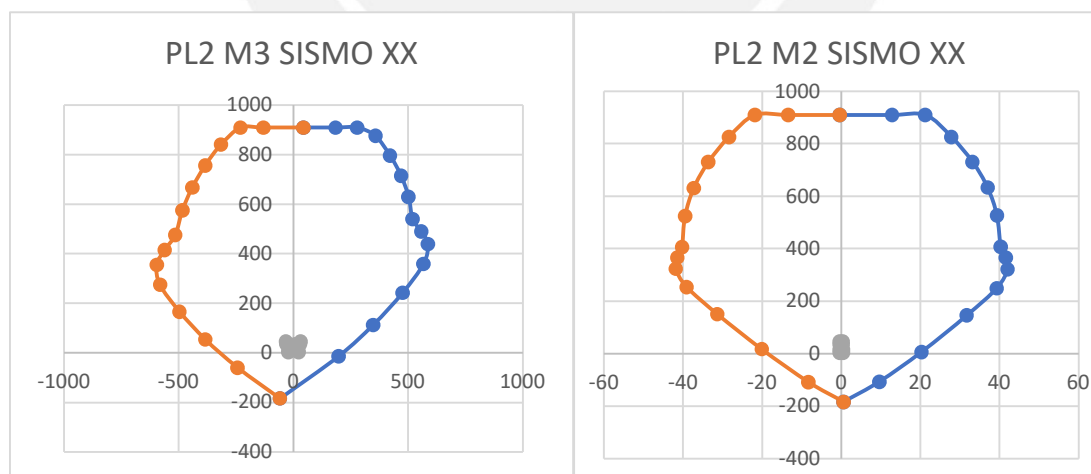
Tabla 7.7. Combinaciones de carga para Placa 02- tercer tramo

PLACA 2	Combinación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
	1.4CM+1.7CV	35.0	3.64	0.03	-0.02	7.35
	1.25CM+1.25CV+SX	46.1	17.7	0.08	0.37	32.4
	1.25CM+1.25CV-SX	14.9	-11.5	-0.03	-0.41	-19.8
	0.9CM+SX	35.2	16.4	0.07	0.38	29.9
	0.9CM-SX	4.03	-12.8	-0.04	-0.40	-22.3
	1.25CM+1.25CV+SY	55.8	27.5	0.09	0.44	38.8
	1.25CM+1.25CV-SY	5.28	-21.2	-0.04	-0.48	-26.1
	0.9CM+SY	44.9	26.2	0.08	0.45	36.2
	0.9CM-SY	-5.64	-22.5	-0.05	-0.47	-28.7

Fuente: Elaboración propia

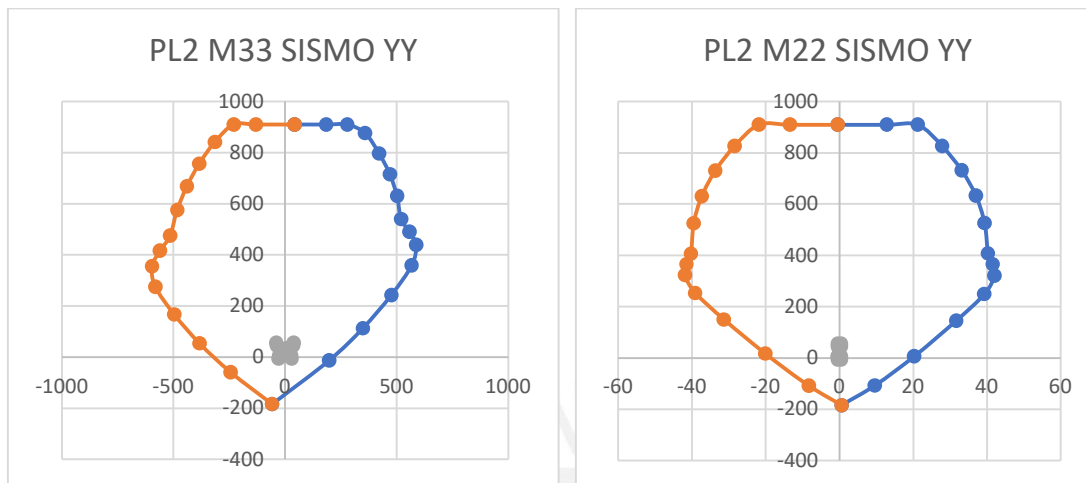
Para este tercer tramo se utiliza un armado en los núcleos de 6 barras de 5/8". Con dicho armado y las combinaciones de carga se hallan los diagramas de interacción:

Figura 7.7. Diagrama de interacción por resistencia XX PL2- tercer tramo



Fuente: Elaboración propia

Figura 7.8. Diagrama de interacción por resistencia YY PL2- tercer tramo



Fuente: Elaboración propia

Diseño por cortante y capacidad

Primero se analiza por cortante. Para ello se trabaja con la cortante última que se obtuvieron en las combinaciones de carga.

- $V_u = 78.78 \text{ ton}$

Se procede calculando el ϕV_c . Se debe determinar el valor de α que depende de la esbeltez del muro.

$$\frac{H_m}{L_m} = \frac{2.7 \times 8}{3.2} = 6.75$$

Al ser la esbeltez mayor a 2 se trabaja con un $\alpha = 0.53$.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 0.25 \times 3.2 \times 0.8 \times 10 = 41.78 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{78.78}{0.85} - \frac{41.78}{0.85} = 43.53 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) = 41.78 + 0.85 \times 43.53 = 78.78 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \text{ lim} = 0.85 \times 2.6 \times \sqrt{210} \times 0.25 \times 2.56 \times 10 = 256.21 \text{ ton}$$

Por lo que se comprueba que el $\phi V_n < \phi V_n \text{ lim}$. Se diseña utilizando el V_n y se procede a hallar la cuantía con el V_s y espaciamiento.

$$\rho_H = \frac{43.53 \times 1000}{4200 \times 25 \times 0.8 \times 320} = 0.0016 < 0.0025$$

Como la cuantía mínima es mayor a lo solicitada por la cortante se trabaja con cuantías verticales y horizontales de 0.0025.

$$A_{\min H} = A_{\min V} = 0.0025 \times 100 \times 0.25 \times 100 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Utilizando mallas de $\phi 3/8$:

$$S = \frac{0.71}{\left(\frac{6.25}{2}\right)} = 0.23 \text{ cm}$$

Por ello se utilizan para ambas direcciones mallas de 3/8" con espaciamento de 20 cm.

El siguiente paso es la verificación por capacidad. Se obtiene el momento último de las combinaciones de cargas y el momento nominal (este se consigue del diagrama de interacción)

- $M_u = 524.49 \text{ ton. m}$
- $M_n = 1100 \text{ ton. m}$

$$V_{u\text{diseño}} = 78.78 \times \frac{1100}{524.29} = 165.28 \text{ ton}$$

Como el $V_{u\text{diseño}} > \emptyset V_c$ se halla el V_s

$$V_s = \frac{165.28}{0.85} - \frac{41.78}{0.85} = 145.22 \text{ ton}$$

$$\emptyset V_n = \emptyset(V_c + V_s) = 41.78 + 0.85 \times 165.28 = 182.27 \text{ ton}$$

Se calcula el $\emptyset V_n$ límite de la cortante:

$$\emptyset V_n \text{ lim} = 0.85 \times 2.6 \times \sqrt{210} \times 0.25 \times 2.56 \times 10 = 256.21 \text{ ton}$$

Por lo que comprueba el $\emptyset V_n < \emptyset V_n \text{ lim}$ por lo que se diseña utilizando el V_n . Se procede a hallar la cuantía con el V_s y el espaciamento.

$$\rho_H = \frac{145.22 \times 1000}{4200 \times 25 \times 0.8 \times 320} = 0.0054 > 0.0025$$

$$A_s = 0.0054 \times 100 \times 0.25 \times 100 = 13.51 \text{ cm}^2$$

Se utilizan barras de $\emptyset 1/2''$:

$$S = \frac{2 \times 1.29}{13.51} = 19.10 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el refuerzo horizontal es de barras de $\emptyset 1/2'' @ 15\text{cm}$. Para el refuerzo vertical por su parte se reemplaza en la ecuación y se obtiene que la cuantía debe ser de 0.0025 por lo que el espaciamento óptimo será:

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 0.25 \times 100 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Se utilizan barras de $\emptyset 3/8''$:

$$S = \frac{2 \times 0.71}{6.25} = 22.72 \text{ cm}$$

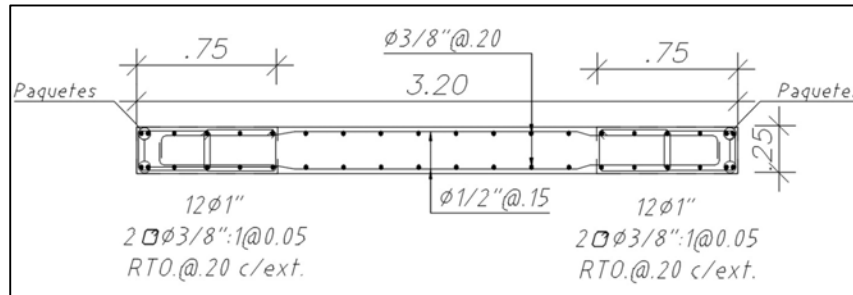
Por lo que el arreglo final para la placa es:

Tabla 7.8. Distribución de acero por la verificación de cortante y capacidad

Nivel	Dirección	Cuantía	As	Ø	S	Arreglo
1-3	Hor.	0.0054	13.51	1/2"	0.1910	Ø1/2"@0.15
4-6	Hor.	0.0025	6.25	3/8"	0.2272	Ø3/8"@0.20
7-8	Ver.	0.0025	6.25	3/8"	0.2272	Ø3/8"@0.20

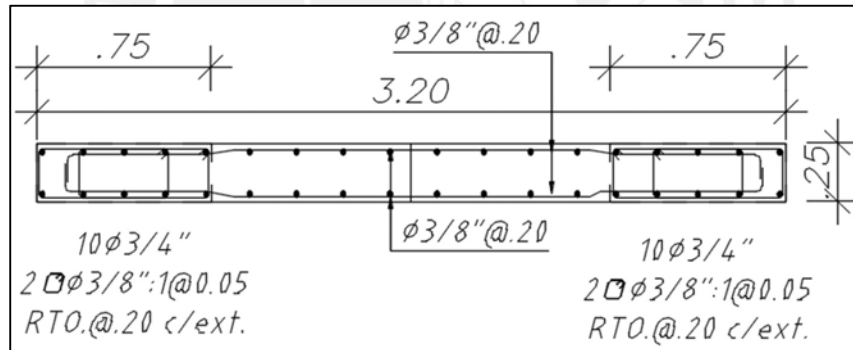
Fuente: Elaboración propia

Figura 7.9. Arreglo final primer tramo



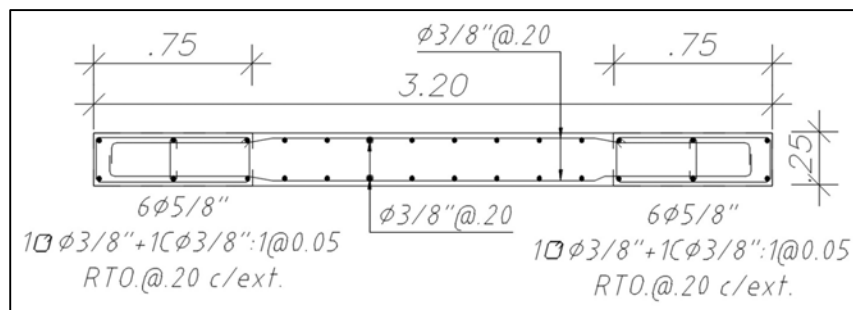
Fuente: Elaboración propia

Figura 7.10. Arreglo final segundo tramo



Fuente: Elaboración propia

Figura 7.11. Arreglo final tercer tramo



Fuente: Elaboración propia

Capítulo 8 Diseño de cimentaciones

Las cimentaciones son los elementos encargados de transferir las cargas de las estructuras verticales al terreno. Su diseño debe considerar que las fuerzas no generen esfuerzos que superen el esfuerzo admisible del suelo en el que se edifica la construcción.

El esfuerzo admisible del suelo se obtiene de la información proporcionada por el Estudio de Mecánica de Suelos. El edificio en cuestión se encuentra en el distrito de Surquillo, donde se determinó que la presión admisible del suelo es de 4 kg/cm^2 . Además, se considera una profundidad de cimentación de 1.20 m.

La configuración estructural del proyecto se modela usando zapatas asiladas, conectadas y combinadas utilizando el software SAFE 2021. En el SAFE de la misma manera que en el ETABS se deben colocar las propiedades del tipo de concreto y acero que se usan. Asimismo, en este programa se debe definir un coeficiente que será de suma importancia para el cálculo de las reacciones de los elementos estructurales este es el módulo de balasto. Según lo estudiado se identifica que este coeficiente es un atributo estático de los suelos, no obstante, al trabajar con un suelo de grava se puede emplear un valor que idealice la uniformidad en el terreno, dado que el software no permite evaluar cada zapata de forma individual y se debe usar un solo módulo. Este valor sirve tanto para los casos estáticos como dinámicos.

Para definir el módulo de balasto se utilizó la tesis “Interacción Suelo – Estructuras: Semi-Espacio” donde se presenta una tabla que relaciona la presión admisible del suelo con el módulo de balasto, valor que se ingresará al SAFE. En este caso de acuerdo con el estudio de mecánica de suelos, se cuenta con una capacidad portante de 40 ton/m^2 , por lo que corresponde utilizar como módulo de Winkler 8 kg/cm^3 .

Figura 8.1. Módulo de reacción del suelo

Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Fuente: Nelson Morrison, Tesis de maestría: Interacción Suelo-Estructuras: Semiespacio de Winkler, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona – España 1993

8.1 Diseño de zapatas aisladas

Las dimensiones de la zapata se establecen utilizando las fuerzas en servicio provenientes de las placas y columnas. Es necesario realizar verificaciones tanto por gravedad como por sismo. Para la verificación sísmica, la Norma E.060, en el apartado 15.2.4, permite un incremento del 30% en la presión admisible del suelo. Ambas verificaciones deben llevarse a cabo en las direcciones vertical y horizontal.

8.1.1 Predimensionamiento

Para calcular el predimensionamiento que requiere las zapatas a diseñar se utiliza la siguiente expresión:

$$A_{\text{tentativa}} = \frac{(1 + \%Pp) \times (P_{\text{CM}} + P_{\text{CV}})}{(0.90 \times \sigma_{\text{adm}})}$$

Donde:

- P_{CM} y P_{CV} son las cargas de servicio que actúan en la zapata
- $\%Pp$ es el porcentaje de peso propio
- σ_{adm} es el esfuerzo admisible del suelo

Según el artículo 15.2.4 de la norma E.060, se debe considerar un 5% como la influencia del peso del terreno y de la zapata como carga de servicio. Para analizar los casos de sismo, el

σ_{adm} se incrementa en 30%. Posteriormente, se calculan las distancias de volado para ambos ejes en la zapata. Se busca tener longitudes iguales de volado, debido a que estos elementos reciben mayores cargas por parte de la gravedad y así evitar fallas por volteo

A partir del área previamente calculada se procede a realizar la verificación por sismo empleando las siguientes ecuaciones:

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

Después de efectuar las comprobaciones y tener un área ya definida para la zapata se continúa aplicando los siguientes combos de cargas:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$CU = 0.9CM \pm CS$$

De las expresiones previamente presentadas se obtiene σ_{ult} , que viene a ser el más desfavorable.

8.1.2 Verificación del cortante por punzonamiento

Dado que las zapatas no tienen refuerzo por cortante, es fundamental determinar un peralte efectivo "d" para que el concreto pueda resistir los esfuerzos derivados de este efecto.

La sección crítica de punzonamiento se localiza a una distancia de "d/2" de las caras del elemento vertical. Se asume un "d" y se calcula el perímetro de la sección crítica "Bo", así como su área "Ao". Luego, se determinan Vu y ϕVc , que deben ser el menor valor de las tres expresiones que se presentan:

$$Vu = \sigma_{ult} \times (A - Ao)$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.27 \left(\frac{\alpha \times d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

Donde:

- b_o : Perímetro de la sección crítica.
- d: Peralte efectivo de la zapata

- α : Coeficiente según ubicación de la columna o placa: 40 para elemento centrado, 30 para borde y 20 en esquina.
- β : Relación de la mayor dimensión entre la menor
- A_o : Área de la sección crítica
- V_u : Cortante de diseño

Es estrictamente necesario que se cumpla que $\phi V_c \geq V_u$, si no se cumple esta inecuación se debe tener en cuenta un nuevo peralte efectivo "d" para la zapata.

8.1.3 Verificación por cortante en una dirección

En este caso, la sección crítica se encuentra al peralte efectivo de la cara del elemento. Se procede a determinar V_u y ϕV_c .

Para el eje X:

$$V_{u_{XX}} = \sigma_{ult} \times L_Y (L_{v_X} - d)$$

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

Para el eje Y:

$$V_{u_{YY}} = \sigma_{ult} \times L_X (L_{v_Y} - d)$$

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

Al igual que por punzonamiento se debe cumplir que $\phi V_c \geq V_u$, en caso contrario, se necesita incrementar "d".

8.1.4 Diseño por flexión

Se calcula el momento último de diseño con las siguientes expresiones:

Dirección eje X:

$$M_u = \sigma_u \times L_{vx}^2 \times \frac{L_Y}{2}$$

Dirección eje Y:

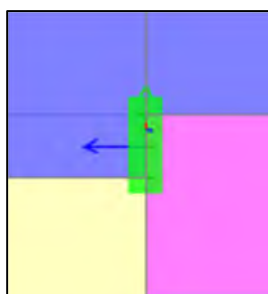
$$M_u = \sigma_u \times L_{vy}^2 \times \frac{L_X}{2}$$

Con el M_u , se calcula la cantidad de acero necesaria para un metro de ancho, utilizando el mismo método que en el diseño por flexión de vigas. También es importante considerar una cuantía mínima de acero de 0.0018.

8.1.5 Ejemplo de diseño de zapata aislada

A continuación, se presenta el diseño de la cimentación de una columna, se escogió la columna C4 (30x85 cm). Para ello se obtuvieron las cargas y sismos del programa ETABS.

Figura 8.2 Columna C4



Fuente: ETABS

Tabla 8.1. Cargas en la base de la columna asumiendo sismos positivos

Nivel	Col	Caso/Combo	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
T1	C4	Muerta	- 65.8	- 0.03	0.00	- 0.01	- 0.40
T1	C4	Viva	- 12.1	0.00	0.00	0.00	- 0.08
T1	C4	SISDISEÑOXX	51.3	5.85	- 0.21	- 1.50	8.78
T1	C4	SISDISEÑOYY	95.9	15.3	0.12	- 1.03	22.9

Fuente: ETABS

En primer lugar, se calcula el área tentativa:

$$A = \frac{1.05 \times (65.81 + 12.18)}{0.9 \times 40} = 2.27 \text{ m}^2$$

A partir de esta área se definen las dimensiones preliminares de la zapata que se utilizan para verificar si los esfuerzos máximos son menores a la resistencia del terreno.

- B = 2.85 m
- L = 2.30 m
- A = 6.56 m²

Previo a iniciar con las verificaciones debemos determinar el peso propio de la zapata y el que ejerce el terreno sobre los volados. Se asume un peralte inicial de 0.60 m

$$\text{P. p. de zapata} = 6.56 \times 0.6 \times 2.4 = 9.44 \text{ ton}$$

$$\text{P. de suelo} = 1.8 \times (6.56 - 0.35 \times 0.85) \times (1.65 - 0.60) = 11.91 \text{ ton}$$

Primera verificación (Momentos sin sismo)

$$P = 65.81 + 12.18 + 9.44 + 11.91 = 99.34 \text{ ton}$$

$$M_{XX} = 0 \text{ ton.m}$$

$$M_{YY} = 0.40 + 0.08 = 0.48 \text{ ton.m}$$

Se realiza la comprobación para el esfuerzo máximo y mínimo

$$\sigma = \frac{99.34}{6.56} \pm \frac{6 \times 0.01}{2.85^2 \times 2.30} \pm \frac{6 \times 0.48}{2.30^2 \times 2.85} = 15.16 \pm 0.01 \pm 0.19 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 15.36 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm}}$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 14.96 \text{ ton/m}^2 > 0$$

Segunda verificación (Sismo en X)

Se analiza tanto para sismo positivo como negativo para determinar el máximo y mínimo esfuerzo.

Para el caso de Sismo (+):

$$P = 65.81 + 12.18 + 9.44 + 11.91 - 41.08 = 58.26 \text{ ton}$$

$$M_{XX} = 0 + 0.01 + 1.20 = 1.21 \text{ ton.m}$$

$$M_{YY} = 7.03 - 0.40 - 0.08 = 6.55 \text{ ton.m}$$

$$\sigma = \frac{58.26}{6.56} \pm \frac{6 \times 1.21}{2.85^2 \times 2.30} \pm \frac{6 \times 6.55}{2.30^2 \times 2.85} = 8.89 \pm 0.39 \pm 2.60 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 11.88 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm}}$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 5.90 \text{ ton/m}^2 > 0$$

Tercera verificación (Sismo en Y)

Para el caso de Sismo (+):

$$P = 65.81 + 12.18 + 9.44 + 11.91 - 76.74 = 22.61 \text{ ton}$$

$$M_{XX} = 0 + 0.01 + 0.82 = 0.83 \text{ ton.m}$$

$$M_{YY} = -0.40 - 0.08 + 18.31 = 17.83 \text{ ton.m}$$

$$\sigma = \frac{22.61}{6.56} \pm \frac{6 \times 0.83}{2.85^2 \times 2.30} \pm \frac{6 \times 18.31}{2.30^2 \times 2.85} = 3.45 \pm 0.27 \pm 7.10 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 10.81 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm}}$$

$$\sigma_{\text{mín}} = -3.91 \text{ ton/m}^2 < 0$$

Se presenta una resultante de presiones negativa, esto quiere decir que estarían soportando esfuerzos de tracción. No obstante, esto no es real, dado que el suelo no puede generar este tipo de efectos. Se calculan las redistribuciones de esfuerzo utilizando las inecuaciones de Meyenhof:

$$\sigma_{xx} = \frac{2 \times 22.61}{3 \times 2.85 \left(\frac{2.30}{2} - \frac{0.83}{99.34} \right)} = 4.63 \text{ ton/m}^2 > 0$$

$$\sigma_{yy} = \frac{2 \times 22.61}{3 \times 2.30 \left(\frac{2.85}{2} - \frac{17.83}{99.34} \right)} = 5.26 \text{ ton/m}^2 > 0$$

Para los dos ejes analizados, se comprueba que el esfuerzo en la base es inferior a la presión admisible del suelo y no es negativo. También se verifica que la excentricidad sea menor a un tercio de las dimensiones en la dirección de análisis de la cimentación.

Para X:

$$D = \frac{0.83}{99.34} < \frac{2.30}{3} \rightarrow Ok$$

Para Y:

$$D = \frac{17.83}{99.34} < \frac{2.85}{3} \rightarrow Ok$$

Se comprueba que la excentricidad está dentro del núcleo de presiones de la zapata.

A continuación, se presenta una tabla resumen con los esfuerzos máximos y mínimos también considerando el sismo negativo.

Tabla 8.2. Esfuerzos para los dos casos de sismo en ambas direcciones

CASO	SX+	SX-	SY+	SY-
σ_{\max} (t/m ²)	11.9	34.6	10.8	34.6
σ_{\min} (t/m ²)	5.90	19.1	- 3.91	19.1

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, el esfuerzo de diseño es el obtenido en el caso de fuerzas de gravedad y sismo en Y.

$$\sigma_u = 34.60 \times 1.25 = 43.25 \text{ ton/m}^2$$

Cuarta verificación (por punzonamiento)

Se halla el perímetro y área incrementando el peralte efectivo de la zapata

$$b_o = 2 \times (0.30 + 0.50) + 2 \times (0.85 + 0.50) = 4.30 \text{ m}$$

$$A_o = (0.30 + 0.50) \times (0.85 + 0.50) = 1.08 \text{ m}^2$$

$$V_u = 43.25 \times (6.56 - 1.08) = 236.81 \text{ ton}$$

Se determina el ϕV_c :

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \left(1 + \frac{2}{\frac{0.85}{0.30}} \right) \sqrt{210} \times 430 \times 50 = 239.44 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.27 \left(\frac{40 \times 50}{430} + 2 \right) \sqrt{210} \times 430 \times 50 = 475.59 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 430 \times 50 = 280.72 \text{ ton}$$

Se trabaja con el menor valor. Por lo tanto, se cumple $\phi V_c > V_u$

$$239.44 \text{ ton} > 236.81 \text{ ton}$$

Quinta verificación (por corte)

Se determina la resistencia necesaria y la resistencia que aporta el concreto en cada dirección de la zapata y se comprueba que este último sea mayor.

En el eje X:

$$V_{UX} = 43.25 \times 2.30 \times (1 - 0.50) = 49.74 \text{ ton}$$

$$\emptyset V_{C_X} = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 2.30 \times 0.50 = 75.08 \text{ ton}$$

En el eje Y:

$$V_{UY} = 43.25 \times 2.85 \times (1 - 0.50) = 61.64 \text{ ton}$$

$$\emptyset V_{C_Y} = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 2.85 \times 0.50 = 128.39 \text{ ton}$$

Se comprueba que $\emptyset V_C > V_u$

Diseño por flexión

Se realiza el diseño para ambas direcciones

En el eje X:

$$M_{u_x} = 43.52 \times 1^2 \times \frac{2.30}{2} = 49.74 \text{ ton.m}$$

$$a = 0.50 \times 100 - \frac{\sqrt{50^2 - (2 \times 28.25 \times 10^5)}}{\sqrt{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 100}} = 6.63 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.85 \times \frac{210 \times 6.63 \times 100}{4200} = 28.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.80 \text{ cm}^2$$

Se utilizan barras de 5/8"

$$\#varillas = \frac{28.19}{2} \approx 15$$

$$S = \frac{230}{15} \approx 15 \text{ cm}$$

En el eje Y:

$$M_{u_y} = 43.52 \times 1^2 \times \frac{2.85}{2} = 61.64 \text{ ton.m}$$

$$a = 0.50 \times 100 - \frac{\sqrt{50^2 - (2 \times 61.64 \times 10^5)}}{\sqrt{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 100}} = 8.37 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.85 \times \frac{210 \times 8.37 \times 100}{4200} = 35.59 \text{ cm}^2$$

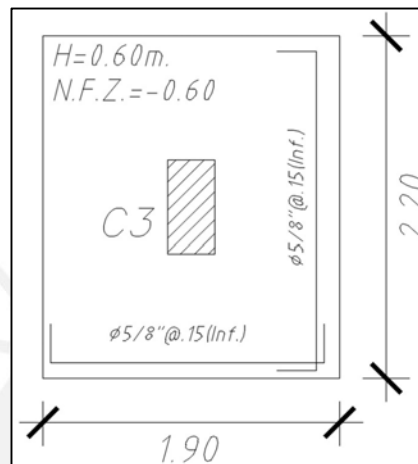
$$A_{\text{mín}} = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.80 \text{ cm}^2$$

Se utilizan barras de 5/8"

$$\#varillas = \frac{35.49}{2} \approx 18$$

$$S = \frac{285}{18} \approx 15 \text{ cm}$$

Figura 8.3. Detalle de acero en zapata aislada



Fuente: Elaboración propia

8.2 Diseño de zapatas combinadas

Las zapatas combinadas son un tipo de cimentación que se distingue por soportar dos o más columnas. Este elemento se utiliza cuando, al analizar cada columna de manera independiente, se observa una superposición de sus áreas. Es fundamental identificar la carga resultante de sus fuerzas y su punto de aplicación para asegurar que este coincida con el centroide de la zapata.

Para el predimensionamiento de estos casos, se toman en cuenta las cargas de ambos elementos verticales, así como una fuerza equivalente al 10% de la carga de gravedad en servicio. En cuanto a la verificación de esfuerzos de compresión, punzonamiento y cortante, se realizan de la misma manera que para una zapata aislada.

El diseño por cortante y flexión se realiza mediante el análisis de la zapata apoyada sobre las columnas, considerando una carga distribuida generada por el terreno. A partir de esto, se obtienen los diagramas de fuerza cortante y momento flector. Según los resultados del diagrama, se procederá a calcular el refuerzo requerido, tanto en la parte superior como en la inferior.

8.2.1 Ejemplo de diseño de zapata combinada

Como ejemplo, se presenta el diseño de la zapata combinada que incluye los siguientes elementos verticales: C-5, C-11, C-12, C-13 y PL-07. A continuación, se detallan las dimensiones y cargas actuantes en la base de cada columna y/o placa:

Tabla 8.3. Dimensiones de elementos verticales

Elemento	Lx (m)	Ly (m)
PL-07	2.15	2.70
C-05	0.30	1.00
C-11	1.20	0.30
C-12	0.30	0.85
C-13	0.85	0.30

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8.4. Cargas en la base de la columnas y placa para sismos (+)

Nivel	Elemento	Caso/Combo	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
P7		Dead	-376	-0.26	-5.32	-17.9	-3.21
		Live	-66.7	0.09	-1.17	-4.26	-0.15
		SS XX	-104	158	-55.27	-222	1,215
		SSYY	-79.3	-52.7	133	602	-300
C5		Dead	-99.4	4.81	-0.00	0.02	2.70
		Live	-18.1	0.82	-0.00	0.00	0.42
		SS XX	107	-9.34	-0.67	-3.98	-11.6
		SS YY	224	16.4	0.29	1.17	29.9
T1	C11	Dead	-107	-0.21	0.20	0.11	-0.28
		Live	-18.3	-0.13	0.05	0.03	-0.11
		SS XX	-44.0	27.7	-0.38	-1.48	-69.4
		SSYY	-11.9	-7.43	0.60	3.01	-17.1
C12		Dead	-83.4	-6.68	0.00	0.01	-5.17
		Live	-15.1	-1.47	0.00	0.00	-1.15
		SS XX	-23.7	-2.50	-0.43	-2.60	-6.85
		SS YY	-76.7	6.23	0.16	0.65	17.8
C13		Dead	-103.8	4.30	0.00	-0.03	3.07
		Live	-17.4	0.91	0.00	-0.01	0.65
		SS XX	200	12.0	-0.35	-1.59	-27.2
		SSYY	-48.4	-3.31	0.44	2.43	-6.78

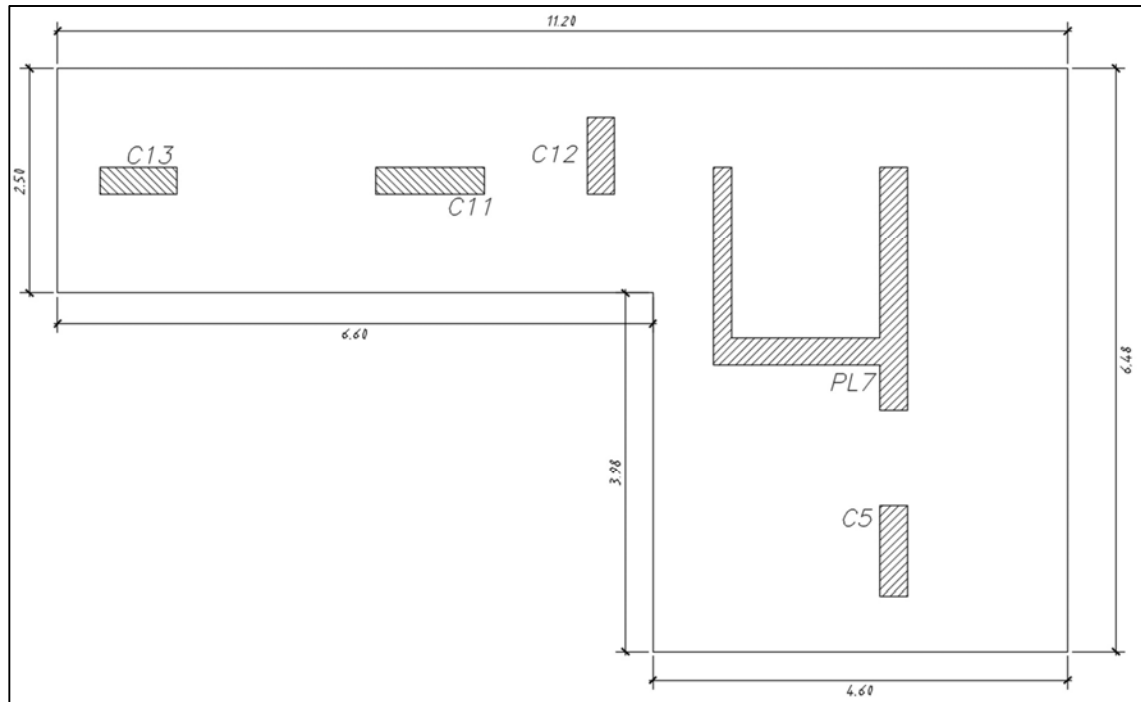
Fuente: Elaboración propia

En primer lugar, se determina el área tentativa que tendrá la zapata utilizando el factor de peso propio como en el caso anterior.

$$A = \frac{1.05 \times 907.13}{37} = 25.74 \text{ m}^2$$

Por la separación de los elementos y buscando tener volados lo más parecidos, se plantea una zapata inicial en L que tiene las siguientes características geométricas y una altura de 0.60 m.

Figura 8.4. Esbozo inicial de zapata combinada



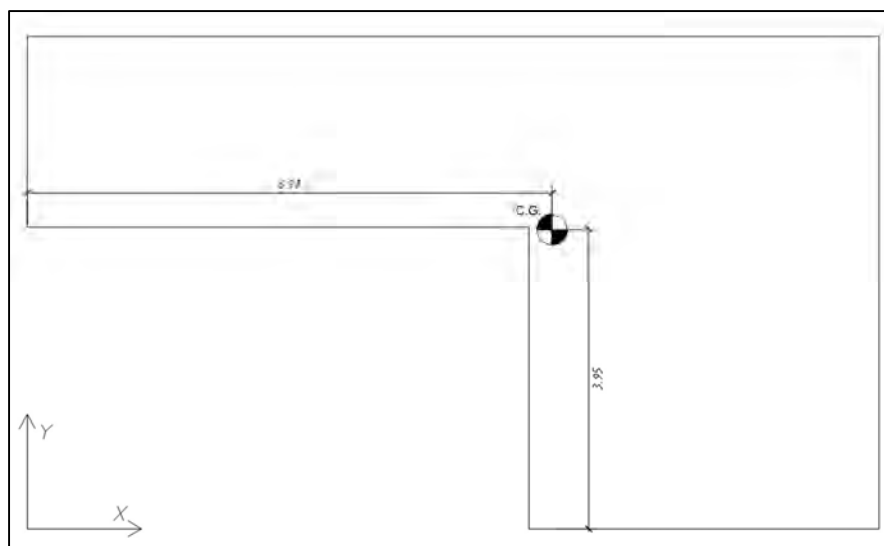
Fuente: Elaboración propia

El siguiente paso es hallar el centroide de la zapata (X_g ; Y_g). Se medirá desde un eje coordenadas ubicado en la proyección de los dos bordes más cortos.

$$X_g = \frac{16.5 \times (3.30) + 29.79 \times (8.90)}{16.5 + 29.79} = 6.90 \text{ m}$$

$$Y_g = \frac{16.5 \times (5.23) + 29.79 \times (3.24)}{16.5 + 29.79} = 3.95 \text{ m}$$

Figura 8.5. Centroide de la zapata combinada



Fuente: Elaboración propia

Se presentan las distancias relativas al centro de gravedad:

Tabla 8.5. Distancias de cada elemento al centro de masa

Elemento	X (m)	Y (m)
PL-07	1.61	0.22
C-05	2.37	-2.65
C-11	-2.78	1.28
C-12	-0.88	1.56
C-13	-6.00	1.28

Fuente: Elaboración propia

Con estas distancias se proceden a calcular las cargas trasladadas al centroide de la zapata (Se ha considerado el caso de sismos positivos) obteniendo los siguientes valores:

Tabla 8.6. Fuerzas y momentos finales en el centroide de la zapata

Carga	P (ton)	Mxx (t.m)	Myy (t.m)
D	771	-239	-157
L	136	-40.38	-19.0
SX	-276	-265.8	1,386
SY	-6.6	-160.2	-858

Fuente: Elaboración propia

$$P. p \text{ de la zapata} = 46.29 \times 0.6 \times 2.4 = 66.66 \text{ ton}$$

$$P. \text{ suelo sobre la zapata} = (46.29 - 6.98) \times (1.65 - 0.6) \times 1.80 = 74.31 \text{ ton}$$

$$P. \text{ total} = 140.96 \text{ ton}$$

Caso 1: Verificación (Sin sismo)

Se suma el peso total más las cargas muertas y vivas para hallar la reacción final. Por otro lado, también se hallan los momentos sobre ambos ejes

$$R = P_D + P_L + P_{\text{total}} = 771.35 + 135.78 + 140.96 = 1048.09 \text{ ton}$$

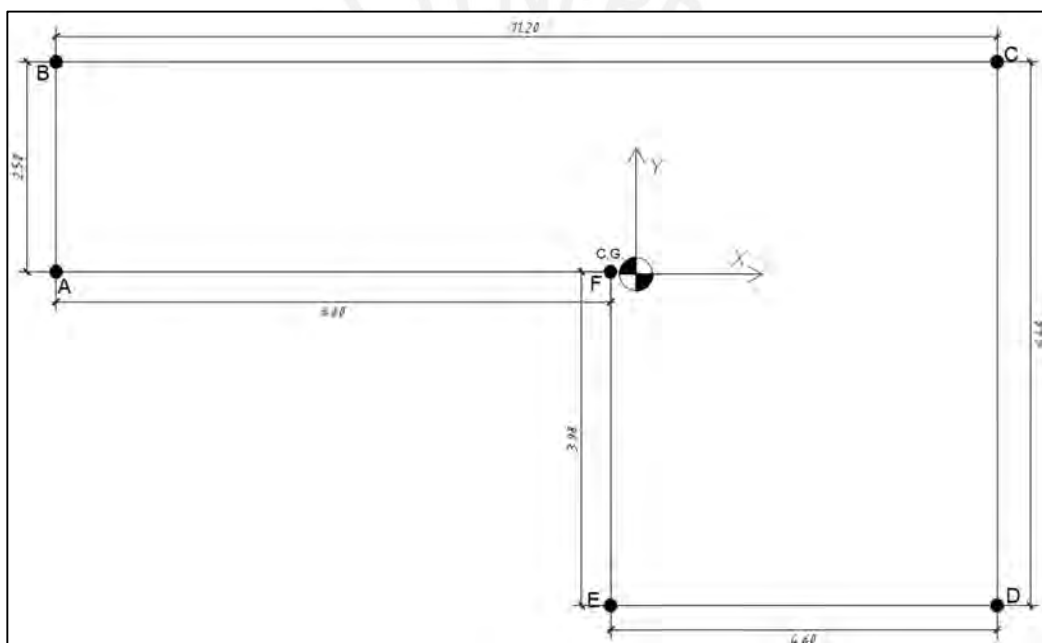
$$M_{xx} = -235.39 - 40.38 = -278.97 \text{ ton.m (antihorario)}$$

$$M_{yy} = -157.12 - 19.03 = -176.15 \text{ ton.m (antihorario)}$$

Al ser una zapata en L se tienen que analizar los 6 vértices y corroborar que todos sean menores al esfuerzo admisible del terreno. Se tiene que utilizar la ecuación original para determinar los esfuerzos, dado que la expresión simplificada no funcionaría en este caso

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_{yy} \times C_x}{I_{yy}} \pm \frac{M_{xx} \times C_y}{I_{xx}}$$

Figura 8.6 Puntos de análisis de esfuerzos



Fuente: Elaboración propia

Se calculan los momentos de inercia alrededor de cada eje. La sección se divide en dos rectángulos, y luego se aplica el teorema de Steiner para trasladar el momento de inercia al centroide de la zapata.

$$I_{xx} = \frac{6.6 \times 2.5^3}{12} + 6.6 \times 2.5 \times 1.28^2 + \frac{4.6 \times 6.48^3}{12} + 4.6 \times 6.48 \times 0.71^2 = 154.6 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 445.39 \text{ m}^4$$

Para el punto en análisis se hallaron las longitudes de C_x y C_y

- $C_x = 6.90 \text{ m}$
- $C_y = 0.03 \text{ m}$

$$\sigma_A = \frac{1048.09}{46.29} + \frac{176.15 \times 6.90}{445.39} + \frac{278.97 \times 0.03}{154.6} = 25.42 \text{ ton/m}^2$$

De la misma forma para los demás puntos se verificó el esfuerzo actuante.

Tabla 8.7. Esfuerzos en cada vértice de la zapata para cargas sin sismo

Pto.	Cx (m)	Cy (m)	σ (t/m ²)	$\zeta\sigma < \sigma_{adm}$?	$\zeta\sigma > 0$?
A	6.90	0.03	25.4	Ok	Ok
B	6.90	2.53	29.9	Ok	Ok
C	4.30	2.53	25.5	Ok	Ok
D	4.30	3.95	13.8	Ok	Ok
E	0.30	3.95	15.6	Ok	Ok
F	0.30	0.03	22.8	Ok	Ok

Fuente: Elaboración propia

Segunda verificación (Sismo en X)

Se proceden a hallar los momentos alrededor de los ejes y la reacción del suelo:

$$R = 771.35 + 135.78 + 140.96 - 275.78 = 772.31 \text{ ton}$$

$$M_{xx} = -235.39 - 40.38 - 265.85 = -544.82 \text{ ton.m (antihorario)}$$

$$M_{yy} = -157.12 - 19.03 + 1386.24 = 1210.09 \text{ ton.m (horario)}$$

$$\sigma_A = \frac{772.31}{46.29} - \frac{1,210.09 \times 6.90}{445.39} - \frac{544.82 \times 0.03}{154.6} = -1.96 \text{ ton/m}^2$$

Se calculan los demás esfuerzos y se verifica que sean menores que el admisible y mayores a 0. En este caso se amplifica el esfuerzo admisible por un 33.3% debido a que las cargas de sismo se presentan de forma atípica:

Tabla 8.8. Esfuerzos en cada vértice de la zapata para cargas con sismo en X

Pto.	σ (t/m ²)	$\zeta\sigma < \sigma_{adm}$?	$\zeta\sigma > 0$?
A	-1.96	Ok	No
B	6.85	Ok	Ok
C	37.23	Ok	Ok
D	14.45	Ok	Ok
E	1.95	Ok	Ok
F	16.0	Ok	Ok

Fuente: Elaboración propia

El vértice A presenta presión negativa, esto quiere decir que estaría soportando esfuerzos de tracción. No obstante, esto no es real, dado que el suelo no puede generar este tipo de efectos. Se calculan las redistribuciones de esfuerzo utilizando las inequaciones de Meyenhof:

$$\sigma_{Axx} = \frac{2 \times 772.31}{3 \times 6.48 \left(\frac{11.2}{2} - \frac{544.82}{1048.09} \right)} = 12.98 \text{ ton/m}^2 > 0$$

$$\sigma_{Ayy} = \frac{2 \times 772.31}{3 \times 11.20 \left(\frac{6.48}{2} - \frac{1210.09}{1048.09} \right)} = 22.04 \text{ ton/m}^2 > 0$$

$$\frac{544.82}{1048.09} < \frac{11.2}{3} \rightarrow \text{Ok}$$

$$\frac{1210.09}{1048.09} < \frac{6.48}{3} \rightarrow \text{Ok}$$

Las dos desigualdades corroboran que la excentricidad se mantiene en el núcleo de presión de la zapata.

Tercera verificación (Sismo en Y)

$$R = 771.35 + 135.78 + 140.96 - 6.66 = 1041.44 \text{ ton}$$

$$M_{xx} = -235.39 - 40.38 - 160.17 = -439.14 \text{ ton.m (antihorario)}$$

$$M_{yy} = -157.12 - 19.03 - 858.77 = -1034.92 \text{ ton.m (antihorario)}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_{yy} \times C_x}{I_{yy}} \pm \frac{M_{xx} \times C_y}{I_{xx}}$$

$$\sigma_A = \frac{1041.44}{46.29} + \frac{1034.92 \times 6.90}{445.39} + \frac{439.14 \times 0.03}{154.6} = 38.62 \text{ ton/m}^2$$

Tabla 8.9. Esfuerzos en cada vértice de la zapata para cargas con sismo en Y

Pto.	σ (t/m ²)	$\zeta\sigma < \sigma_{adm}$?	$\zeta\sigma > 0$?
A	38.6	Ok	Ok
B	45.7	Ok	Ok
C	19.6	Ok	Ok
D	1.2	Ok	Ok
E	11.9	Ok	Ok
F	23.2	Ok	Ok

Fuente: Elaboración propia

De la misma manera, se realizó el análisis para los sismos negativos, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 8.10. Esfuerzos para todos los casos de sismo

CASO	SX+	SX-	SY-	SY+
σ_A (t/m ²)	-1.96	52.8	12.2	38.6
σ_B (t/m ²)	6.85	53.0	14.1	45.7
σ_C (t/m ²)	37.3	13.7	31.3	19.6
σ_D (t/m ²)	14.5	13.1	26.3	1.28
σ_E (t/m ²)	1.96	29.3	19.2	11.9
σ_F (t/m ²)	15.9	29.6	22.3	23.2

Fuente: Elaboración propia

Se observa que el esfuerzo máximo es 53.02 t/m² el cual es aceptable, debido a que la norma de suelos permite que al ser los sismos eventos puntuales la resistencia admisible del suelo se puede amplificar hasta en un 33% más.

$$\sigma_u = 53.02 < 53.33 \text{ t/m}^2$$

Cuarta verificación (por punzonamiento)

Para verificar el cortante por punzonamiento, se incrementa el esfuerzo máximo obtenido en los análisis previos. En este caso, dado que el esfuerzo más alto se registró durante el sismo en la dirección X, se multiplica por un factor de 1.25.

$$\sigma_u = 53.02 \times 1.25 = 66.28 \text{ ton/m}^2$$

Se calcula el A_o, B_o, V_u y el ØV_c de cada elemento:

Para C-5

$$b_o = 2 \times (0.30 + 0.50) + 2 \times (1.00 + 0.50) = 4.60 \text{ m}$$

$$A_o = (0.30 + 0.50) \times (1.00 + 0.50) = 1.20 \text{ m}^2$$

$$V_u = P_u - \sigma_u \times A_o = 117.49 - 66.28 \times 1.20 = 37.96 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{210} \times 460 \times 70 \times 10 = 300.30 \text{ ton}$$

Se presentan los demás casos:

Tabla 8.11. Cortantes de punzonamiento de las columnas y placa de la zapata

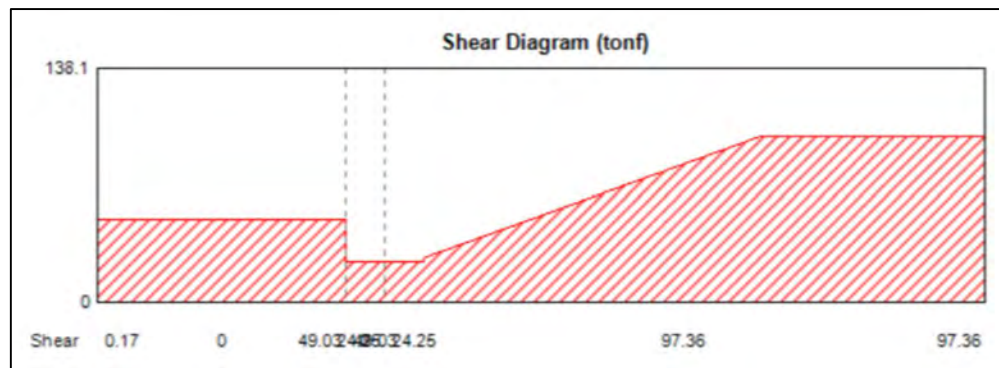
Elemento	Bo (m)	Ao (m ²)	Vu (ton)	ØVc (ton)	ØVc > Vu
PL-07	15.5	5.37	87.6	1011	Ok
C-05	4.60	1.20	37.9	300.3	Ok
C-11	5.00	1.36	36.0	326.4	Ok
C-12	4.30	1.08	27.0	280.7	Ok
C-13	4.30	1.08	49.7	280.7	Ok

Fuente: Elaboración propia

Quinta verificación (por cortante)

Primero se analiza el cortante crítico generado en los volados de la zapata. En este caso el mayor cortante se ubica en la columna C-5. Se utiliza el software SAFE para la extracción de las cargas.

Figura 8.7. Cortante máxima de la zapata en volado



Fuente: SAFE

Donde se obtuvo:

$$V_u = 97.36 \text{ ton}$$

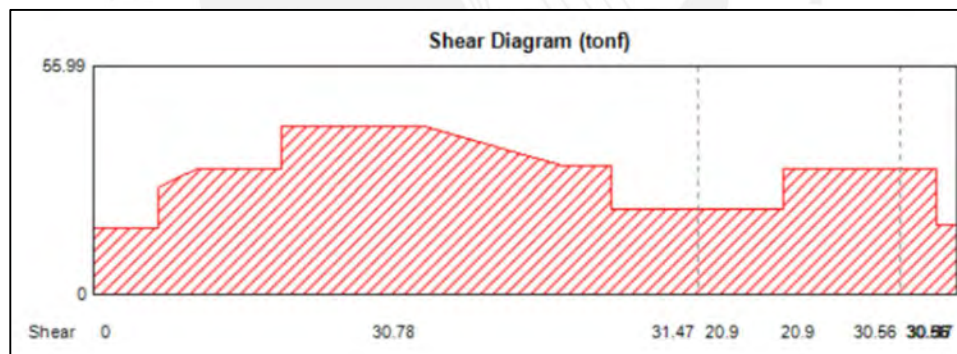
Se calcula el ϕV_c para la columna C-5

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 460 \times 50 = 300.30 \text{ ton}$$

Por lo que se cumple $\phi V_c > V_u$.

Se continúa el análisis evaluando las cortantes de los tramos interiores verticales. Se corroboró que la mayor cortante se encuentra entre las columnas C-11 y C-13.

Figura 8.8. Cortante máxima entre columnas con el caso de cargas $1.25(CM+CV)$ -SX



Fuente: SAFE

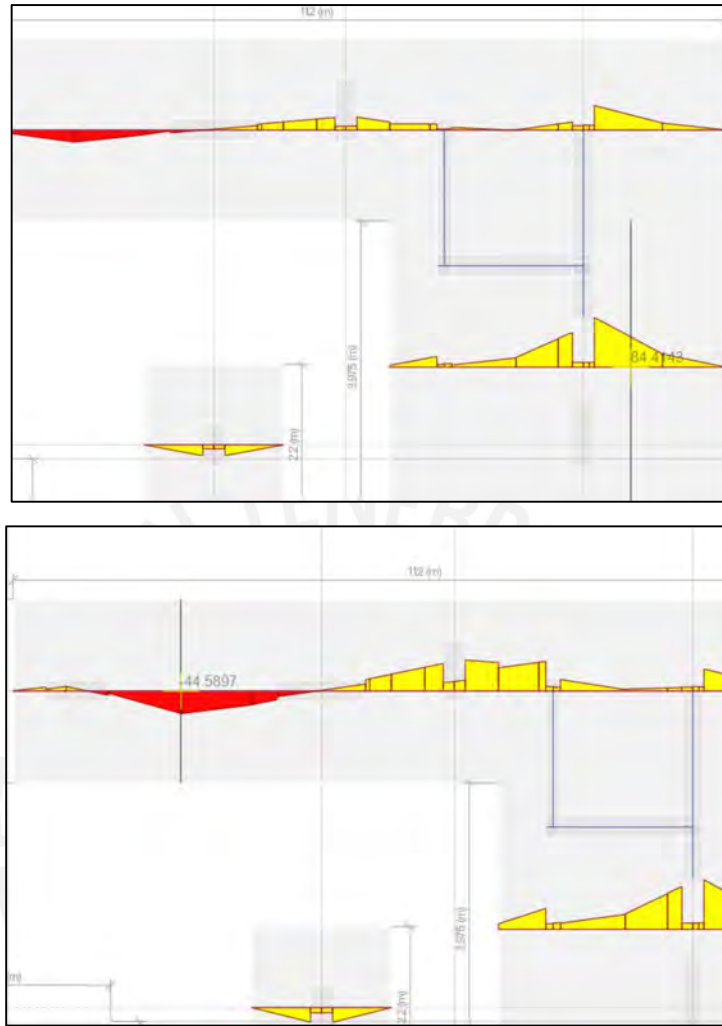
$$V_u = 30.78 \text{ ton}$$

Para este caso también se verifica que $\phi V_c > V_u$.

Diseño por flexión

Al igual que en la verificación de cortante se emplea el software SAFE para los momentos máximos positivos (+) y negativos (-). Se obtienen los momentos M_u por flexión para cada eje.

Figura 8.9. Momentos máximos sobre el eje Y (acero en X)

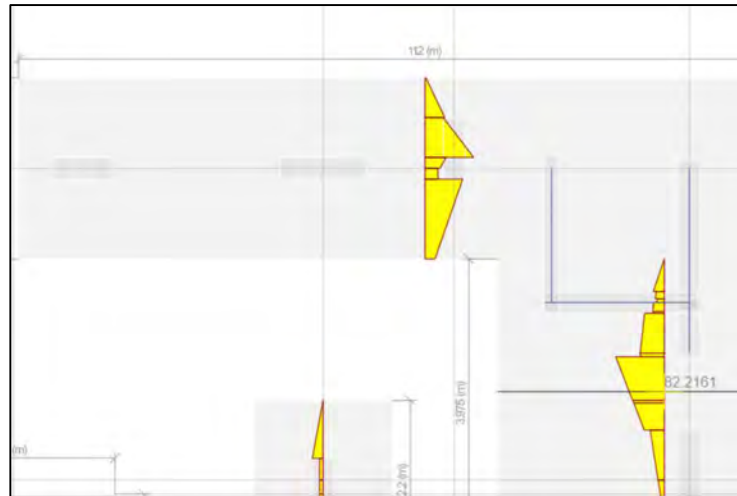


Fuente: SAFE

$$M_{Uyy}^+ = 44.59 \text{ ton.m}$$

$$M_{Uyy}^- = 84.41 \text{ ton.m}$$

Figura 8.10. Momentos máximos sobre el eje X (Acero en Y)



Fuente: SAFE

$$M_{Uxx}^+ = 0 \text{ ton.m}$$

$$M_{Uxx}^- = 82.22 \text{ ton.m}$$

Al no presentarse momentos negativos en la dirección X se usa la cuantía mínima que se presenta a continuación.

$$M_{Uxx}^- = 84.41 \text{ ton.m}$$

$$a = 0.50 \times 100 - \sqrt{\frac{50^2 - (2 \times 84.41 \times 10^5)}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 100}} = 11.93 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.85 \times \frac{210 \times 11.93 \times 100}{4200} = 50.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{mín}} = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.80 \text{ cm}^2$$

Se plantea el uso de barras de Ø5/8"

$$\#Varillas = \frac{50.71}{2} \approx 26$$

$$S = \frac{4.6 \times 100}{26} = 17.7 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

De la misma forma para los otros momentos se presentan los resultados finales.

Tabla 8.12. Arreglos finales de acero por flexión para la zapata combinada

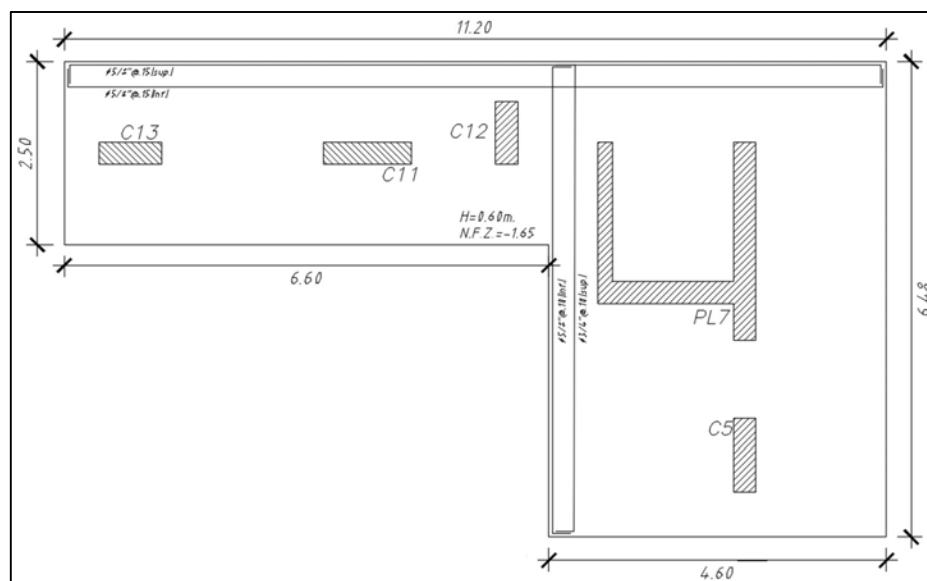
CARACTERÍSTICAS	XX-	XX+	YY-	YY+
b (m)	4.60	2.50	4.60	2.50
d (m)	0.50	0.50	0.50	0.50
Mu (ton.m)	82.2	-	84.4	44.6
a (cm)	11.6	-	11.9	5.90
As (cm2)	49.2	-	50.7	25.0

Amín (cm ²)	10.8	10.8	10.8	10.8
# Varillas	25.0	6.00	26.0	13.0
S (cm)	18.4	41.7	17.7	19.2
As ins (cm ²)	Ø5/8"@15 cm	Ø5/8"@15 cm	Ø5/8"@15 cm	Ø5/8"@15 cm

Fuente: Elaboración propia

Para el momento sobre el eje X (+) se tomó la decisión de colocar un acero igual a los demás para mantener la homogeneidad, a pesar de que realmente solo se solicita el mínimo. Se presenta el esquema final de la zapata.

Figura 8.11. Esquema final de zapata combinada



Fuente: Elaboración propia

8.3 Diseño de zapatas conectadas

Se emplean en situaciones donde sea necesario usar vigas de cimentación para unir dos zapatas. Serán requeridas cuando las presiones admisibles de las zapatas ubicadas en los bordes de la edificación excedan la capacidad portante del suelo. Este efecto ocurre debido a la excentricidad generada por estas zapatas en los límites de la propiedad. El objetivo de este armado es evitar que el momento generado por la excentricidad termine aplicándose en el suelo y en vez de ello esta fuerza sea soportada por la viga.

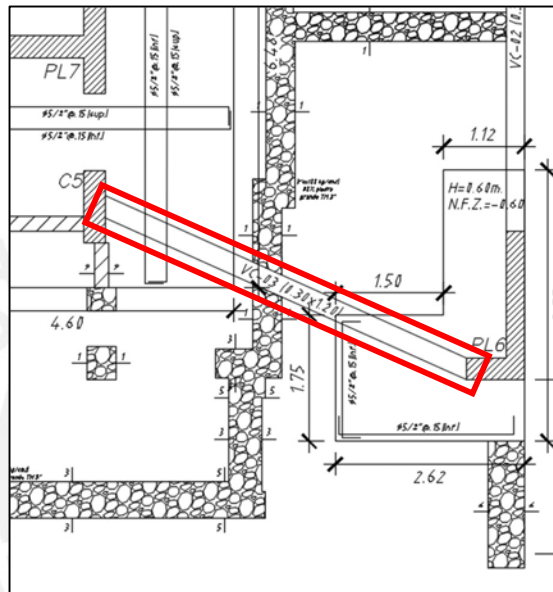
Después de realizar el equilibrio de las fuerzas y verificar que la capacidad de las zapatas no excede la capacidad portante del suelo en función de la carga por sismo y la carga muerta, se procede con el diseño de manera similar al de la zapata aislada, utilizando las dos reacciones obtenidas para cada zapata.

8.3.1 Ejemplo de diseño de viga de cimentación

Diseño por flexión

La zapata ubicada en la esquina inferior derecha requiere conectarse a otra, debido a que al encontrarse en el límite de propiedad con el vecino esta presenta excentricidad que generará esfuerzos muy altos los cuales sobrepasarán la presión admisible. Para contrarrestar este efecto se instala una viga de cimentación en diagonal que conecte la PL-06 con la C-5.

Figura 8.12. Viga de cimentación a diseñar



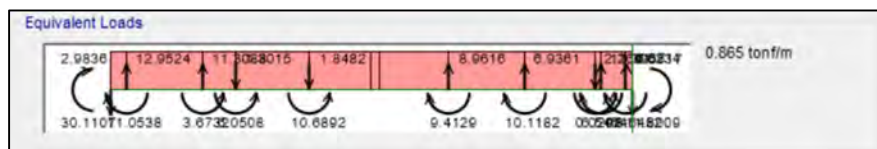
Fuente: Elaboración propia

Las características geométricas de la viga que se plantean inicialmente son:

- $h = 120 \text{ cm}$
- $b = 30 \text{ cm}$
- $d = 112 \text{ cm}$

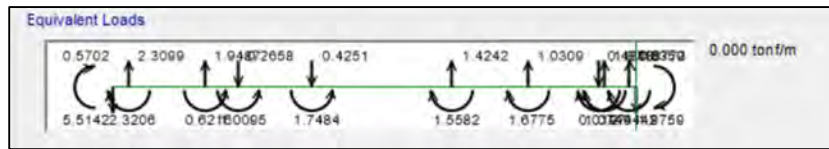
Utilizando el programa SAFE se hallaron los metrados de cargas, las envolventes de cortante y momento flector con todas las combinaciones solicitadas por la norma.

Figura 8.13. Carga muerta actuante en la viga de cimentación



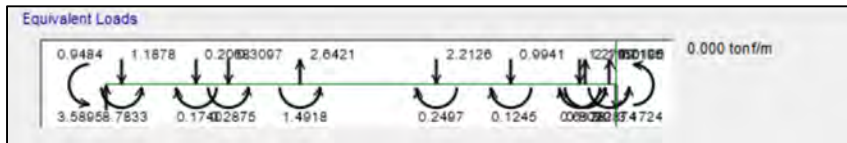
Fuente: SAFE

Figura 8.14. Carga viva actuante en la viga de cimentación



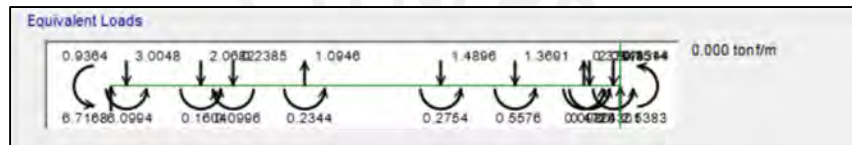
Fuente: SAFE

Figura 8.15. Sismo en X actuante en la viga de cimentación



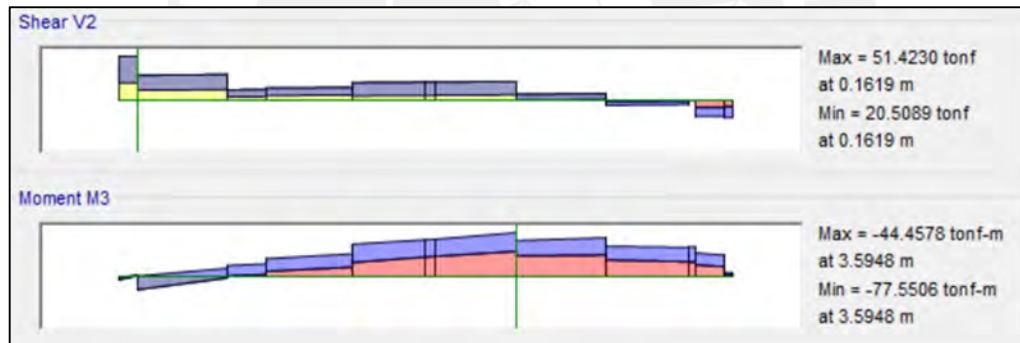
Fuente: SAFE

Figura 8.16. Sismo en Y actuante en la viga de cimentación



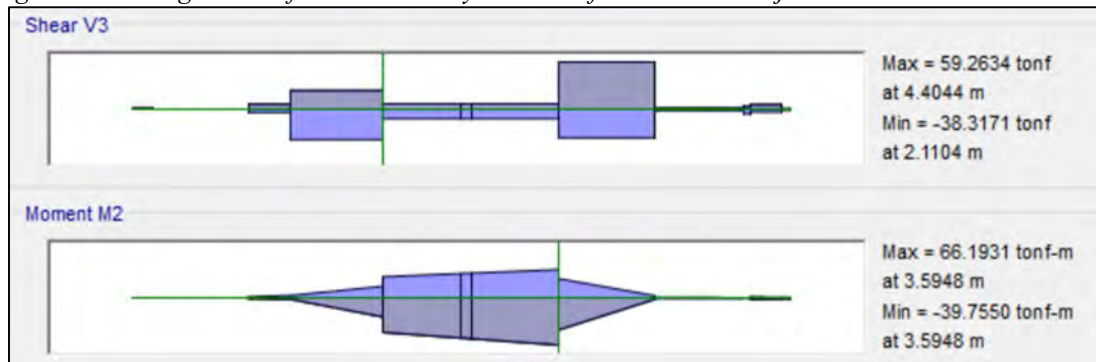
Fuente: SAFE

Figura 8.17. Diagrama de fuerza cortante y momento flector sobre el eje longitudinal



Fuente: SAFE

Figura 8.18. Diagrama de fuerza cortante y momento flector sobre el eje transversal



Fuente: SAFE

De los gráficos se obtuvieron los momentos máximos:

- $Mu^+ = 66.19 \text{ ton. m}$
- $Mu^- = 77.55 \text{ ton. m}$

Se calculan los aceros máximos y mínimos.

$$A_{s_{\min}} = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 112 \times 30 = 8.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0.85 \times \frac{210}{4200} \times 0.85 \times 0.43 \times 112 \times 30 = 52.60 \text{ cm}^2$$

A continuación, se determina el acero requerido y el acero instalado para los momentos. Se procede a presentar a detalle el cálculo para un momento y una tabla resumen con los demás resultados.

- Para $Mu^+ = 66.19 \text{ ton. m}$

$$a = 112 - \sqrt{112^2 - \frac{2 \times 66.19}{0.90 \times 0.85 \times 210 \times 30}} = 13.02 \text{ cm}$$

$$A_{\text{req}} = \frac{66.19}{0.90 \times 4200 \times \left(112 - \frac{13.02}{2}\right)} = 16.60 \text{ cm}^2$$

Por lo que se opta trabajar con 4 barras de $\varnothing 1''$ y se instalarán barras corridas de $\varnothing 5/8''$ a lo largo de toda la altura de la viga con un espaciamiento de 20cm

$$A_{\text{ins}} = 20.40 \text{ cm}^2$$

Se presenta una tabla final con los resultados para ambos momentos en análisis. En este caso las barras estarán a lo largo de toda la viga, debido a que los momentos observados en el diagrama son en su mayor parte constante.

Tabla 8.13. Arreglos finales de acero por flexión para la viga de cimentación

CARACTERÍSTICAS	Mu+	Mu-
b (m)	0.30	0.30
d (m)	1.12	1.12
Mu (ton.m)	66.2	77.6
a (cm)	13.0	15.4
As (cm ²)	16.6	19.7
As ins (cm ²)	20.4	20.4
	4Ø1"+ Ø5/8"@20	4Ø1"+ Ø5/8"@20

Fuente: Elaboración propia

Diseño por cortante

De los diagramas se obtuvieron los cortantes últimos en la viga que son:

$$Vu^+ = 22.01 \text{ ton}$$

$$Vu^- = 12.00 \text{ ton}$$

Se determina el ϕVc

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 112 = 21.94 \text{ ton}$$

Como $Vu^+ > \phi Vc$ se calcula el espaciamiento requerido

$$Vs = \frac{22.01}{0.85} - \frac{21.94}{0.85} = 0.09 \text{ ton}$$

El acero requerido prácticamente es mínimo por lo cual utilizando las cuantías mínimas exigidas por la norma serán suficiente para cumplir con este valor.

Se determina el Vs límite:

$$Vs \text{ lim} \leq 1.1 \times \sqrt{210} \times 30 \times 112 = 53.56 \text{ ton}$$

Como se demostró que la inequación anterior cumple para la viga en análisis, el espaciamiento máximos es:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2} \text{ o } 60 \text{ cm} \approx 55 \text{ cm}$$

No obstante, se evalúan los criterios por confinamiento que solicita la norma E.060 en el capítulo 21.

- Longitud de confinamiento = $120 \times 2 = 2.40 \text{ m}$

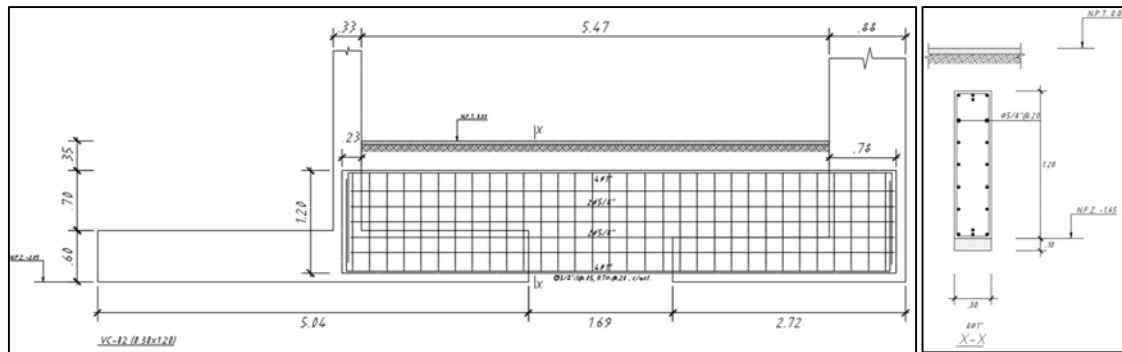
Toda la luz de la viga se trabaja como confinada

- $\frac{112}{4} = 0.128 \text{ m} \approx 0.25 \text{ m}$
- $24de = 24 \times 0.095 = 0.228 \text{ m} \approx 0.20 \text{ m}$
- $10db = 10 \times 2.54 = 0.254 \text{ m} \approx 0.25 \text{ m}$
- 30 cm

El estribaje final para los tres tramos es:

$$\text{Estribos de } 3/8" \rightarrow 1 @ 0.05, \text{ rto. } @ 0.20 \text{ m}$$

Figura 8.19. Esquema de viga de cimentación



Fuente: Elaboración propia

8.4 Diseño de cimientos corridos y sobrecimientos

Los cimientos corridos son un tipo de cimentación que se aplica para muros de tabiquería que se sitúan en la primera planta de una edificación. La función que cumple este elemento es redistribuir los esfuerzos hacia el suelo producto de su peso propio.

Por su parte el sobrecimiento cumple la función de prevenir que el tabique se humedezca y de esta forma no pierda sus propiedades de resistencia. Si bien en el estudio de suelos no se identificó la existencia de capa freática. Existe la posibilidad de que la humedad vaya elevándose por capilaridad.

Para establecer el ancho del cimiento corrido, es necesario calcular el peso por metro lineal del tabique y dividirlo entre la capacidad portante del suelo, considerando que el valor mínimo debe ser de 40 cm.

Se utiliza el muro más desfavorable que es el que se ubica en la zona de estacionamientos donde su altura es de aproximadamente 3.20m.

$$W_{\text{tab x ml}} = 1.8 \times 0.12 \times 3.20 = 0.69 \text{ ton/m}$$

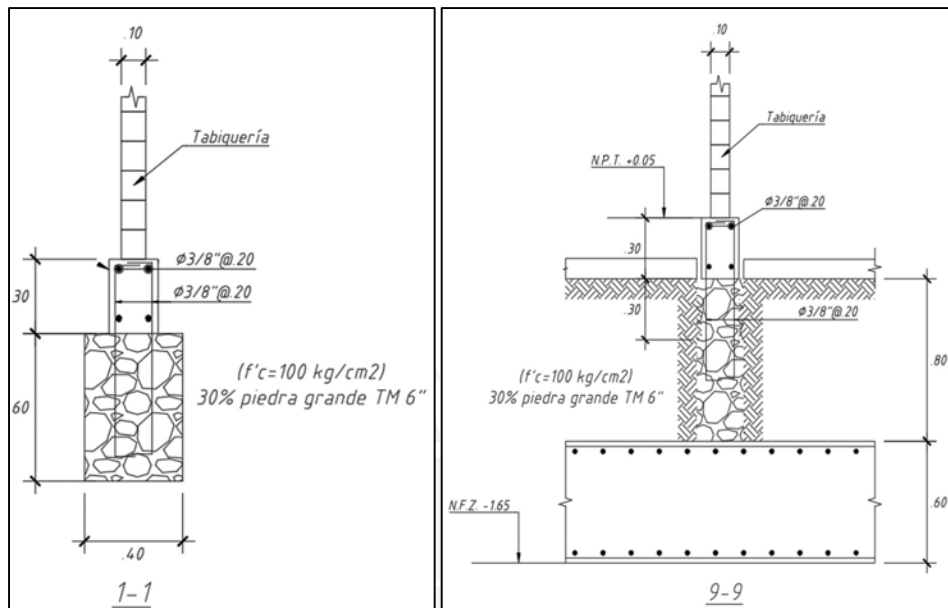
$$\sigma_{\text{adm}} = 40 \text{ ton/m}^2$$

$$e = \frac{0.69 \frac{\text{ton}}{\text{m}}}{40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}} = 0.017 \text{ m} \rightarrow e = 40 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se comprueba que todos los cimientos corridos serán de 40 cm exceptuando los que se ubican en la fachada principal contigua a la calle Manuel Bonilla donde se colocan muros de mayor espesor, debido a las jardineras que se van a instalar por eso serán de 50 cm.

En el caso de sobrecimientos se trabaja con espesores de 20 y 30 cm. Se muestran algunos de los cortes más representativos.

Figura 8.20. Cimiento corrido y sobrecimiento típico



Fuente: Elaboración propia

Capítulo 9 Diseño de elementos no estructurales

Estos elementos no aportan mayor rigidez a la estructura. Dado, que su finalidad fundamental es contribuir a la funcionalidad del edificio y brindar peso a la edificación. En este diseño se trabajan tres tipos de elementos no estructurales que son: tabiques, vigas chatas y escaleras.

9.1 Tabiquería

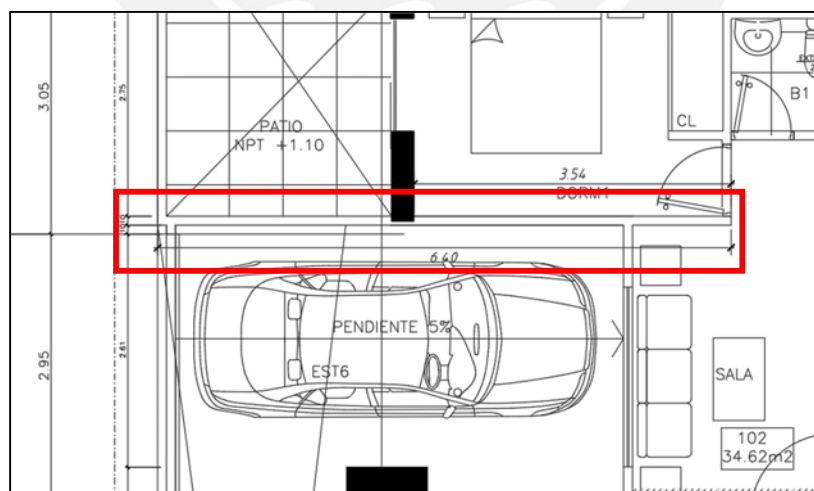
Los muros de tabiquería son los elementos que tienen como finalidad dividir los distintos ambientes en cada planta del edificio. Según la norma E.030, el diseño debe resistir las fuerzas sísmicas relacionados al peso propio. Para este caso se utilizaron muros aislados, que se caracterizan por estar separados de los elementos estructurales con planchas de tecknopor con la finalidad de que los muros se comporten de forma independiente durante un sismo.

9.1.1 Metrado de tabiquería

El tabique se diseña con la finalidad de impedir su volteo por un movimiento sísmico. Para poder evitar esta falla, se requiere seguir las recomendaciones descritas en el capítulo 6 de la norma de diseño sismorresistente, el cálculo del metrado incluye los ladrillos silico-calcareos y el mortero. Por esta razón, se utiliza un peso unitario de 1.8 ton/m^3 para la tabiquería.

A continuación, se metra el muro de mayor extensión del proyecto, ubicado entre los ejes 6 y D del primer piso, el cual se orienta en la dirección X.

Figura 9.1. Vista en planta de tabique



Fuente: Elaboración propia

$$P_e = 1.8 \times 0.1 \times 2.5 \times 6.4 = 2.88 \text{ ton}$$

9.1.2 Diseño de tabiquería

El artículo 38.1 de la Norma E.030 establece que la fuerza horizontal de diseño para los niveles superiores, es decir, para la torre del edificio, puede estimarse mediante las siguientes fórmulas:

$$F = \frac{\alpha_i}{g} \times C_1 \times P_e$$

$$F = \frac{F_i}{P_i} \times C_1 \times P_e$$

Donde,

- C_1 = coeficiente sísmico, según la tabla N12 del artículo 35, en este caso se considera un valor de 2 por ser muros y tabiques.
- α_i = aceleración horizontal.
- F_i = Fuerza lateral en el nivel donde se sostiene o se fija el elemento no estructural.
- P_i = Peso del nivel analizado.

Por otro lado, el artículo 41 describe la forma de calcular la fuerza horizontal de diseño para los pisos inferiores al nivel del terreno natural. Esta es:

$$F = 0.5 \times Z \times U \times S \times P_e$$

Donde,

- P_e = Peso del elemento
- Z = Factor del suelo
- S = Factor de tipo de suelo
- U = Uso de la edificación

El muro que se diseña es el que posee una mayor longitud. Para obtener F_i y P_i se utilizan los valores obtenidos en el capítulo 3 del análisis sísmico y el coeficiente C_1 se extrae de la tabla N°12 del artículo 38 de la norma E.030 se utiliza 1.5 al instalar barras de refuerzo vertical.

Para este caso:

$$P_i = 95.87 \text{ ton}$$

$$P_e = 2.88 \text{ ton}$$

$$F_i = 14.08 \text{ ton}$$

$$F = \frac{14.08}{95.87} \times 1.5 \times 2.88 = 0.63 \text{ ton}$$

$$F = 0.5 \times 0.45 \times 1 \times 1 \times 2.88 = 0.63 \text{ ton}$$

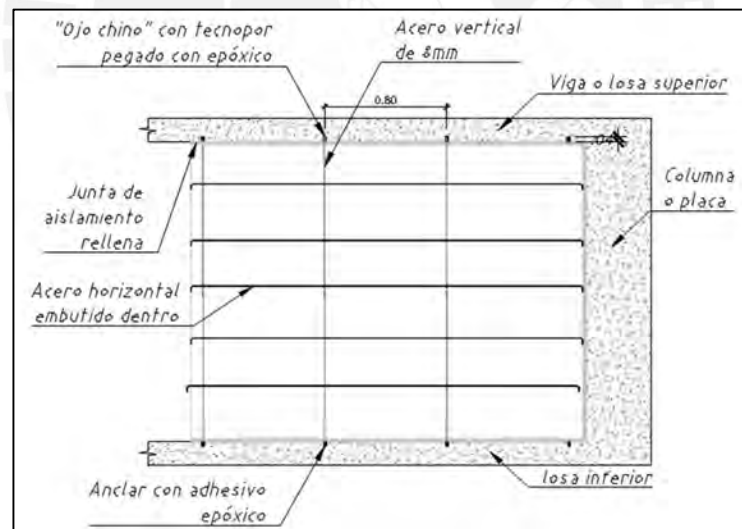
Dado que los muros de tabiquería cuentan con refuerzo vertical instalado mediante ojos chinos en la parte superior e inferior de las losas, el espaciamiento recomendado según el manual de la casa debe ser entre 0.75 m a 1 m de distancia. Para este muro se ve conveniente emplear una separación de 0.8 m para que se instalen 8 barras de 8mm.

De acuerdo con el manual de instalación para muros divisorios de la Compañía Minera Luren, el ojo chino es un elemento de acero galvanizado de 1.5 mm de grosor y 4 cm de altura. Su longitud permite el movimiento libre en el plano del muro durante un sismo. El diseño estándar presenta un ancho interior de 10 mm para varillas corrugadas de Ø 8 mm, 11.5 mm para varillas corrugadas de 3/8", 14 mm para varillas corrugadas de Ø 12 mm y 14.7 mm para varillas corrugadas de Ø 1/2". Además, su longitud está calculada para facilitar el movimiento coplanar del muro durante un evento sísmico.

$$V_s \text{ instalado} = 4200 \times 8 \times 0.5 = 16.8 \text{ ton} > 0.63 \text{ ton}$$

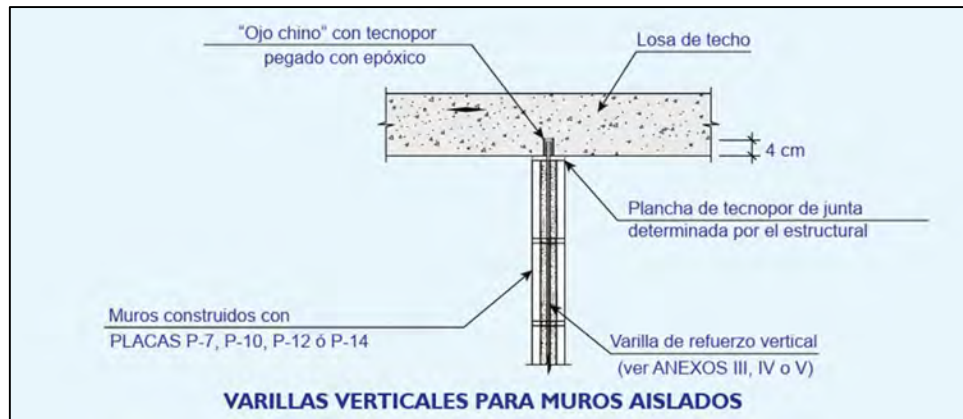
En resumen, el refuerzo de instalación sugerido por el fabricante proporciona una resistencia adecuada al volteo causado por un evento sísmico.

Figura 9.2. Diseño de refuerzo vertical para la tabiquería de ladrillo sílico calcáreo.



Fuente: Elaboración propia

Figura 9.3. Esquema de refuerzo vertical para la tabiquería de ladrillo sílico calcáreo.



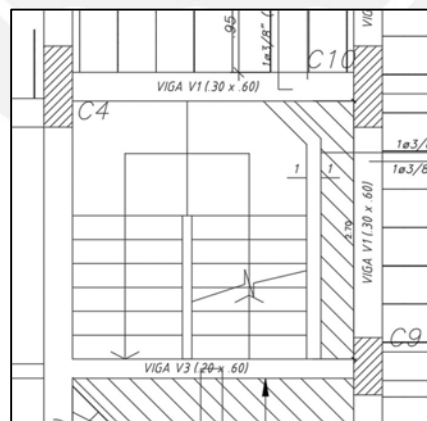
Fuente: Compañía Minera Lunren

9.2 Diseño de escalera

Las escaleras son elementos estructurales que conectan los diferentes niveles de un edificio. Generalmente, se diseñan como losas macizas en una sola dirección y solo consideran las cargas de gravedad. Consta de una sección inclinada y otra recta. Para el diseño que se presenta un modelo simplificado donde se suman las dimensiones de ambas partes y se diseña como si fuera un elemento continuo.

Como se comentó previamente, se usan únicamente cargas de gravedad. A continuación, se presenta la vista en planta de la escalera principal la cual se apoya en tres vigas y una viga chata.

Figura 9.4. Vista en planta de escalera



Fuente: Elaboración propia

9.2.1 Metrado de Escalera

Con un espesor $e=15$ cm, se puede calcular el peso de la losa inclinada, así como de los pasos y contra pasos, a través de la siguiente expresión:

Metrado de plano inclinado:

$$W_{Pp} = \gamma_{Con} \times \left[\frac{cp}{2} + g \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right]$$

- Contrapaso (cp) = 18 cm
- Garganta (g) = 15 cm
- Paso (P) = 25 cm
- Ancho (b) = 120 cm

$$W_{Pp} = 2.4 \times \left[\frac{0.18}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left(\frac{0.18}{0.25}\right)^2} \right] = 0.660 \text{ ton/m}^2$$

Metrado de tramo recto

$$W_{Pp} = 2.4 \times 0.15 = 0.36 \text{ ton/m}^2$$

Para los dos tramos se utiliza una carga de piso terminado de 0.10 ton/m² y la carga viva para toda la escalera es de 0.20 ton/m². Se presentan las cargas finales:

Tabla 9.1. Cargas finales

CARGA	Tramo inclinado	Tramo recto
CM (t/m ²)	0.76	0.46
CV (t/m ²)	0.20	0.20
CU (t/m ²)	1.40	0.98

Fuente: Elaboración propia

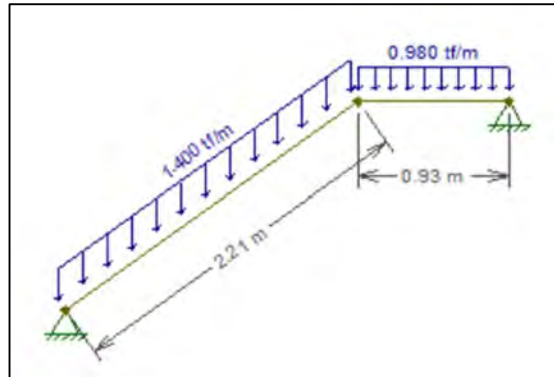
Se multiplican las cargas últimas por el ancho de la escalera que en este caso es de 1.20 m.

$$CU_1 = 1.40 \times 1.20 = 1.68 \text{ ton/m}$$

$$CU_2 = 1.40 \times 1.20 = 1.68 \text{ ton/m}$$

Se presenta el esquema del metrado:

Figura 9.5. Distribución de cargas en la escalera

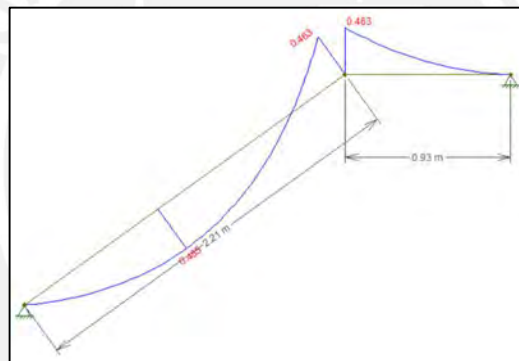


Fuente: FTOOL

9.2.1 Ejemplo de diseño de escalera

Diseño por flexión:

Figura 9.6. Diagrama de momento flector



Fuente: FTOOL

- $Mu_1 = 0.49 \text{ ton.m}$
- $Mu_2 = 0.46 \text{ ton.m}$
- $d = 0.15 - 0.03 = 0.12 \text{ m}$

Se determina el acero y se verifica que este sea mayor al mínimo. En caso sea menor, se utiliza este último.

$$a = 0.12 \times 100 - \sqrt{\frac{12^2 - (2 \times 0.49 \times 10^5)}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 100}} = 0.26 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.85 \times \frac{210 \times 0.26 \times 100}{4200} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{mín}} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70 \text{ cm}^2$$

Se trabaja con el mínimo y se usan barras de 5/8". Por último, se calcula el espaciamiento

$$S = \frac{0.71}{2.7} \approx 0.25 \text{ cm}$$

Por ello se trabaja con acero de 3/8" \emptyset @25 cm

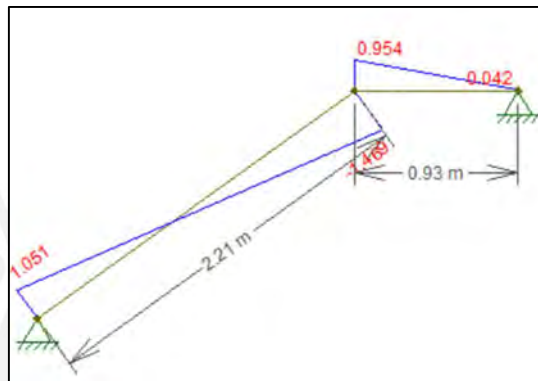
Diseño por cortante:

Para determinar la resistencia al corte se calcula la resistencia de la sección típica en este caso se trabaja con un ancho de un metro lineal y peralte efectivo de 12 cm.

$$\emptyset V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 12 = 7.83 \text{ ton}$$

Verificando el diagrama de fuerza cortante obtenido:

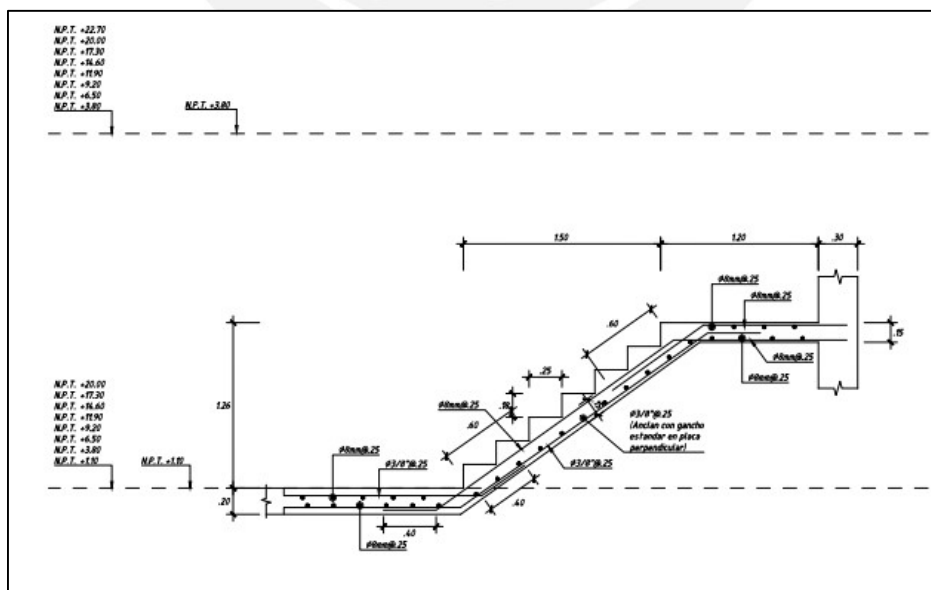
Figura 9.7. Diagrama de fuerza cortante



Fuente: FTOOL

Se observa que la fuerza cortante mayor es $V_u = 1.47 \text{ ton}$ y que es mucho menor que el $\emptyset V_c$ hallado por lo que se confirma que la sección soporta óptimamente las solicitaciones por cortante.

Figura 9.8. Esquema final del acero de las escaleras



Fuente: Elaboración propia

9.3 Diseño de Vigas chatas

La instalación de vigas chatas se lleva a cabo debido a la presencia de ductos para instalaciones mecánicas, de gas, sanitarias y eléctricas, así como para soportar los muros de tabiquería que están alineados en la misma dirección que las losas aligeradas. Según Ángel San Bartolomé, las vigas chatas son esenciales en las discontinuidades que presenta los paños debido a la presencia de ductos. En estos casos, se instalan o también se puede colocar una vigueta doble.

9.3.1 Diseño por flexión

El diseño por flexión de las vigas chatas es similar al de los aligerados, dado que solo se utilizan las cargas por gravedad.

9.3.2 Diseño por cortante

El diseño por fuerza cortante debe asegurarse de que la cortante última sea inferior a la cortante de diseño ($V_u \leq \Phi V_n$).

La resistencia nominal V_n está compuesta por dos valores. Uno es el aporte del concreto y la segunda componente la contribución del acero.

$$V_n = V_c + V_s$$

La cortante V_u se toma a una distancia “d” del apoyo. Los estribos se colocan perpendicularmente y aportan resistencia al corte. El espaciamiento de los estribos se obtiene utilizando la siguiente ecuación:

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

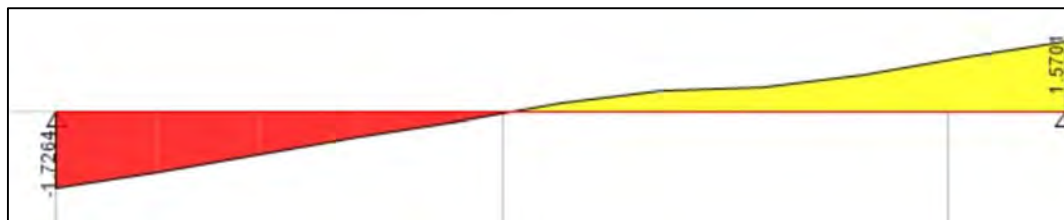
9.3.3 Ejemplo de diseño de viga chata

Se desarrolla a continuación el diseño de la viga chata Vch-2 ubicada en el paño 34-BC que presenta las siguientes características:

- $h = 25 \text{ cm}$
- $b = 15 \text{ cm}$
- $d = 22 \text{ cm}$
- $A_s \text{ mín} = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 22 \times 15 = 0.79 \text{ cm}^2$

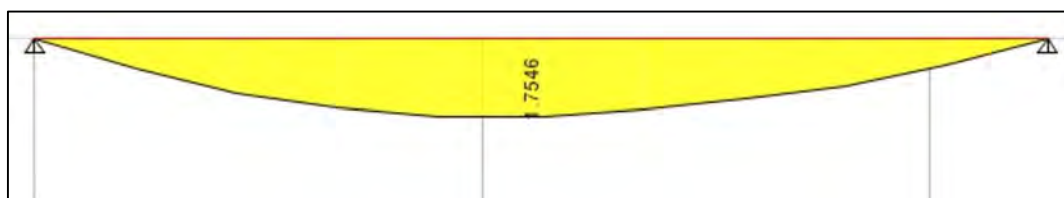
La luz libre de esta viga chata es de 4.30 metros. A continuación, se muestra el modelo y los resultados.

Figura 9.9. Diagrama de fuerza cortante Vch-2



Fuente: ETABS

Figura 9.10. Diagrama de momento flector de la Vch-2



Fuente: ETABS

Donde se obtuvieron los siguientes valores máximos

- V_u izq. = -1.41 ton
- V_u der. = 1.26 ton
- M_u (+) = 1.755 ton.m

Se procede a determinar el acero requerido y el ΦM_n

$$a = 22 - \sqrt{\frac{d^2 - 2 \times 1.755}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 20}} = 3.61 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1.755}{0.9 \times 4200 \times \left(22 - \frac{a}{2}\right)} = 2.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ ins}} = 2\phi 1/2" = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$\Phi M_n = \frac{22 - 2.58 \times 4200}{2 \times 0.85 \times 210 \times 15} \times 0.9 \times 2.58 \times 4200 = 1.95 \text{ t.m}$$

Tabla 9.2. Resultados finales del diseño por flexión

M_u (ton.m)	d (cm)	a (cm)	A_s requerido (cm^2)	A_s instalado (cm^2)	ΦM_n (ton.m)
0.00	22.00	0.00	0.79	$2\phi 1/2"$ 2.58	1.95
1.76	22.00	3.61	2.00	$2\phi 1/2"$ 2.58	1.95

Fuente: Propia

Para el diseño por cortante se determina el ΦV_c :

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 15 \times 22 = 2.15 \text{ ton}$$

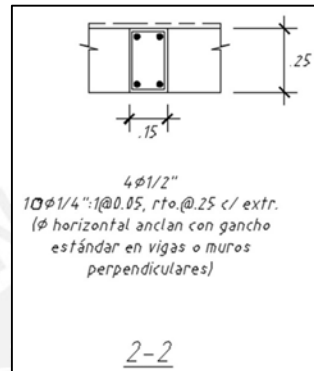
Se visualiza que la resistencia al corte que aporta el concreto supera a la solicitada en ambos extremos. Por esta razón se usa el armado convencional para esta viga chata

Estribos 1/4"

1@0.05, rto. @ 0.25

Al tener dos barras tanto superior como inferiormente, no se realizan cortes, debido a que estas son estrictamente necesarias para la colocación de los estribos.

Figura 9.11. Diseño final de la Vch-2



Fuente: Elaboración propia

Capítulo 10 Comentarios y conclusiones

10.1 Comentarios

El estudio sísmico brindó la información necesaria para simular el comportamiento de la estructura frente a movimientos tanto para X como Y. En base a estos resultados, se efectuó un replanteo de dimensiones y acero para la mayoría de los elementos del edificio.

La cuantía de acero en los elementos verticales va disminuyendo inversamente proporcional a la altura del edificio. Esta variabilidad permite ir reduciendo el diámetro de las barras de manera óptima con el fin de que no haya un sobredimensionamiento y exceso de acero.

Con relación a las cimentaciones, se observa que todas las zapatas de columnas y muros contiguas a los límites de propiedad con vecinos tuvieron que diseñarse con zapatas combinadas y/o conectadas debido a los momentos adicionales producidos por la excentricidad existente.

Para los elementos no estructurales se utilizó las normas peruanas y también el manual de instalación de la casa. Si bien no aportan resistencia a la edificación como tal requieren diseñarse con detalle, debido a que son fundamentales para que el edificio esté en funcionamiento. En nuestro caso son: las escaleras que conectan todos los niveles, los muros divisorios y las vigas chatas.

10.2 Conclusiones

Para el edificio diseñado se evidenció que adoptar el sistema de muros estructurales fue el más acorde, dado que permitió reducir los cambios arquitectónicos que probablemente se hubieran hecho al utilizar un sistema estructural a base únicamente de columnas.

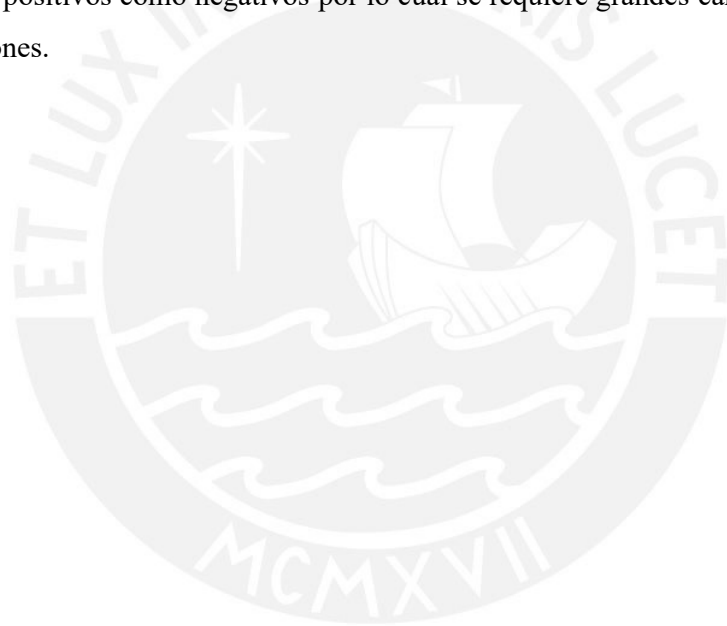
Durante el presente trabajo se pudo verificar que el sistema de pre-dimensionamiento que utilizamos fue bastante preciso en relación con los diseños finales de los elementos estructurales.

Del análisis sísmico, se consiguieron los periodos fundamentales para ambos ejes. En X fue de 0.55s, mientras que en Y de 0.48s. Con lo que se concluye que la estructura es más rígida

en este segundo eje debido al largo y cantidad de elementos verticales presentes en esta dirección.

El diseño por capacidad es sumamente relevante a la hora de diseñar, dado que garantiza de que los componentes estructurales generen fallas por ductilidad antes que frágiles. Con el propósito de resguardar las vidas de los residentes del edificio en eventos telúricos que podrían suceder. Este análisis se presentó mayormente en vigas de luz corta donde las cargas sísmicas se amplificaban aún más.

Al realizar el diseño de las vigas peraltadas se identificó que cuando conectan placas que permiten toda la longitud de desarrollo de las barras es también donde existen los mayores momentos tanto positivos como negativos por lo cual se requiere grandes cantidades de acero para estas secciones.



Referencias bibliográficas

Muñoz, A. (2021). Apuntes del Curso de Ingeniería Sismorresistente. Lima; Pontificia Universidad Católica del Perú, Departamento de sección Ingeniería Civil

Harmsen, T. (2002). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Tercera edición, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Departamento de sección Ingeniería Civil

Blanco, A. (1994). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima: Capítulo de Ingeniería Civil (CIP).

Ottazzi, G. (2013). Apuntes del curso concreto armado 1. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Departamento de sección Ingeniería civil.

Morrison, N. (1993). Tesis de maestría: Interacción Suelo-Estructuras: Semiespacio de Winkler. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

SENCICO. (2006). Norma Técnica de Edificación E.020 "Cargas". Lima: SENCICO.

SENCICO. (2017). Norma Técnica de Edificación E.030 "Diseño sismorresistente". Lima: SENCICO.

SENCICO. (2009). Norma Técnica de Edificación E.060 "Concreto armado". Lima: SENCICO.

San Bartolomé Ramos, A. (1998). Análisis de Edificios, 1ra. ed. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú

San Bartolomé Ramos, A. (1994). Construcciones de albañilería, 1ra. Ed. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial, 1994.

COMPAÑÍA MINERA LUREN. (2023). Manual de Instalación para muros divisorios con placas P-7, P-10, P-12 y P-14. Lima: COMPAÑÍA MINERA LUREN.

Tavera, H. (2020, 22 abril). *Cinturón de Fuego del Pacífico: ¿activación en cadena?* Plataforma digital única del gobierno peruano. Recuperado 11 de noviembre de 2021, de <https://www.gob.pe/institucion/igp/noticias/127394-cinturon-de-fuego-del-pacifico-activacion-en-cadena/>

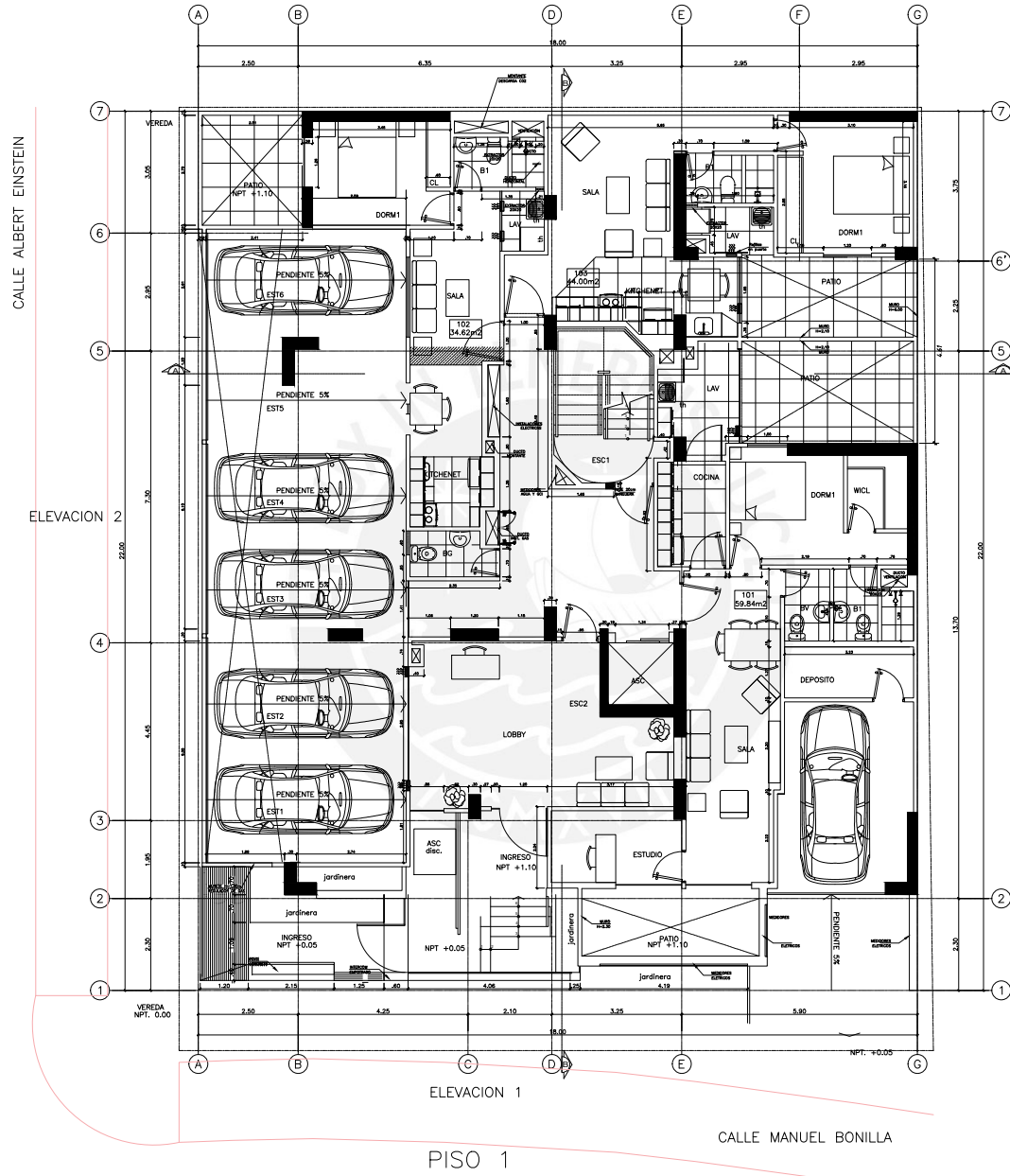
Guardia Anampa, P. L. (2011). Determinación de la superficie de acoplamiento sísmico interplaca en el borde occidental del Perú [Título profesional, Universidad de Chile]. Repositorio académico de la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa. <https://repositorio.igp.gob.pe/bitstream/handle/20.500.12816/1310/tesisGuardia.pdf?sequence=1&isAllowed=y#:~:text=En%20el%20Per%C3%BA%2C%20el%20proceso,geometr%C3%ADa%20de%20la%20subducci%C3%B3n%20as%C3%AD>

Castillo, I. G. (2016, 18 abril). 7 de cada 10 viviendas limeñas son informales. *Correo*. [https://diariocorreo.pe/peru/7-de-cada-10-viviendas-limenas-son-informales-667051/#:%7E:text=En%20Lima%20Metropolitana%2C%207%20de,Desastres%20\(Cismid%20DUNI\)](https://diariocorreo.pe/peru/7-de-cada-10-viviendas-limenas-son-informales-667051/#:%7E:text=En%20Lima%20Metropolitana%2C%207%20de,Desastres%20(Cismid%20DUNI))



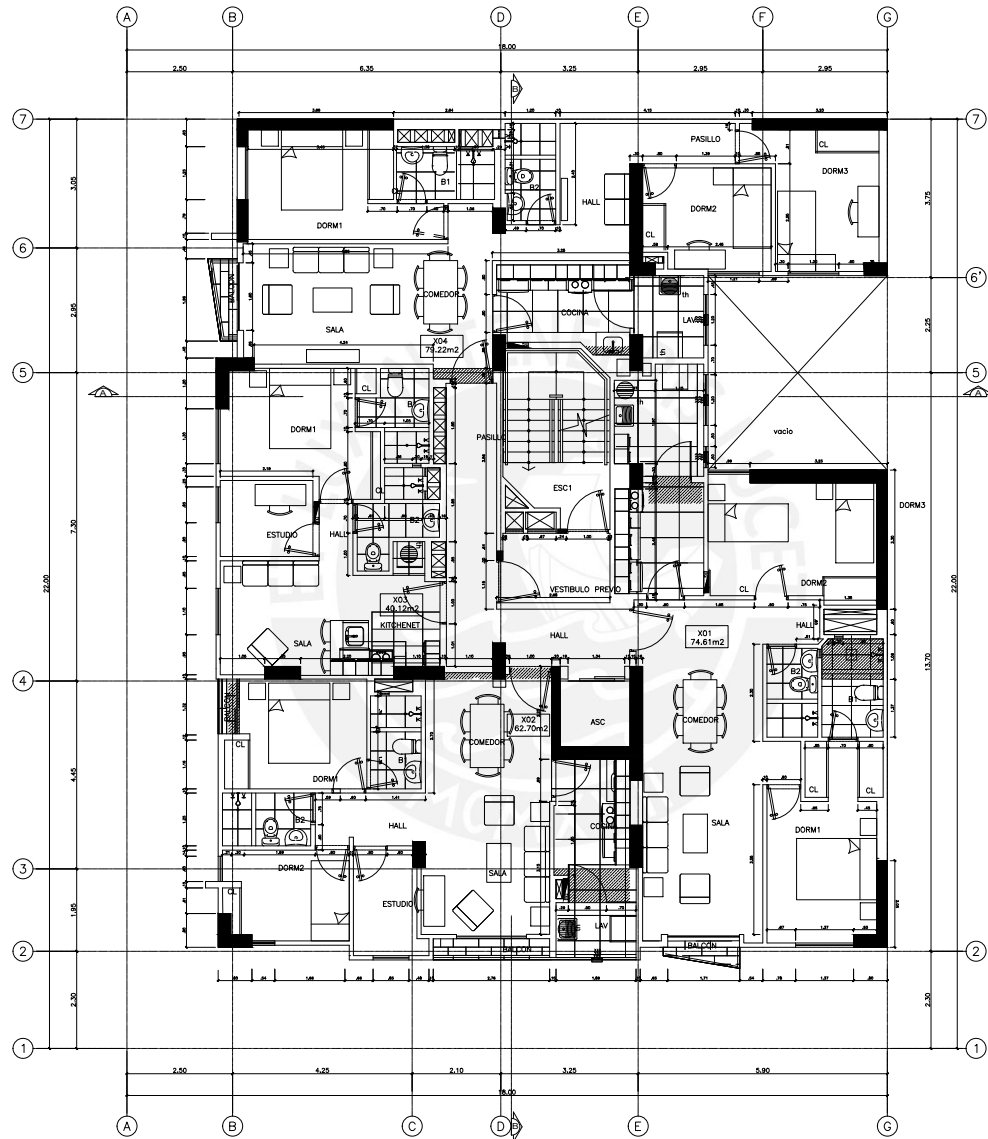
Anexo 1 Planos de arquitectura

PLANO ARQUITECTÓNICO DE
PRIMER PISO
ESCALA 1/75



TESIS EN INGENIERÍA CIVIL			
PLANO: PLANO DE ARQUITECTURA DE PRIMER PISO			
OPRO: LIMA	PROY: LIMA	EST: SEBASTIÁN	
ESCALA: 1/75	FECHA: OCTUBRE 2024		
ELABORADO POR: Piero Alonso Llamajo Núñez Marco Anibal Santibáñez López			
REVISIONES			
Nº	DESCRIPCIÓN	FECHA	
1	PLANO DE ARQUITECTURA PRIMER PISO	09/10/2024	
LÁMINA:			
			A-01

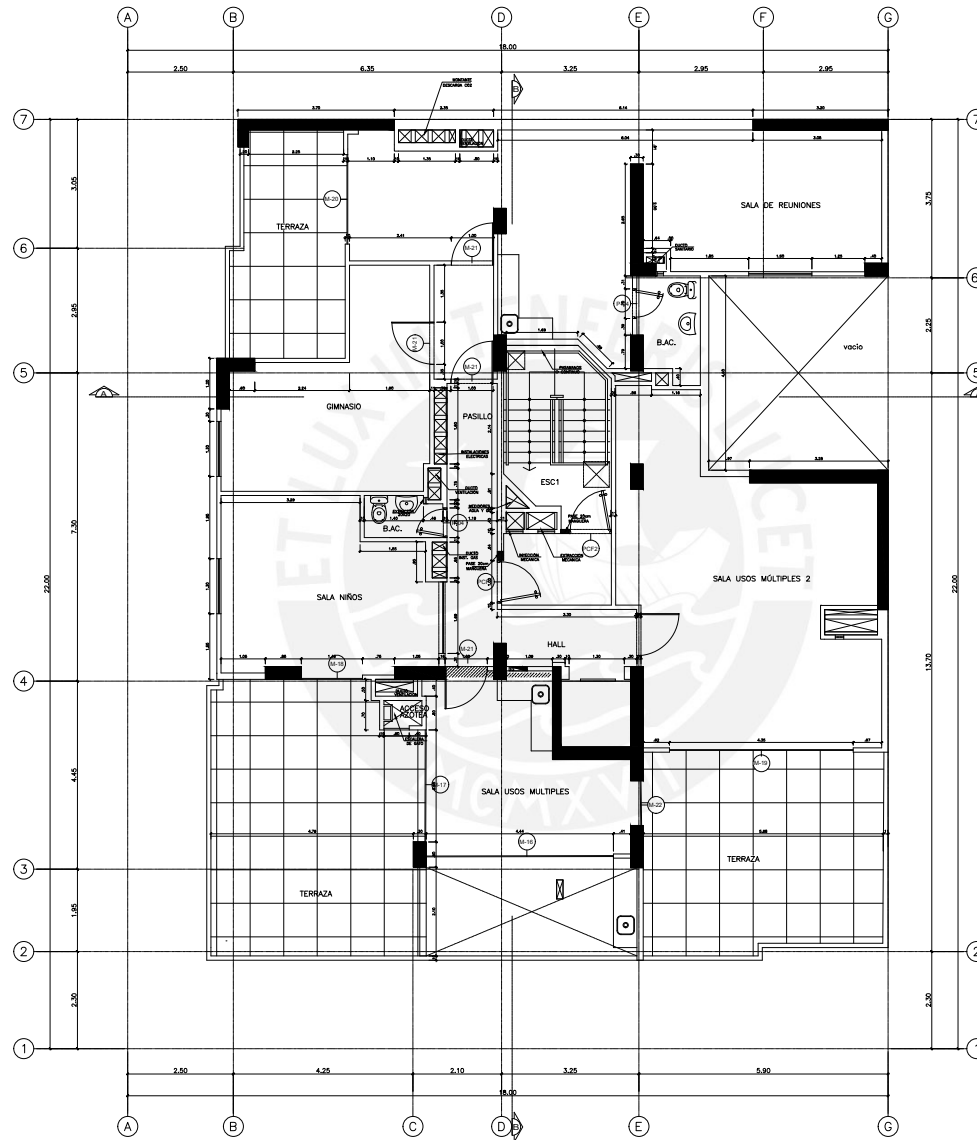
PLANO ARQUITECTÓNICO DE
PISO TÍPICO
ESCALA 1/75



PISO 2-7

TESIS EN INGENIERÍA CIVIL			
PLANO: PLANO DE ARQUITECTURA DE PISO TÍPICO			
OPRO: LIBRA	PROY: LIBRA	EST: SERVICIOLLO	
ESCALA: 1/75	FECHA: OCTUBRE 2024		
ELABORADO POR: Piero Alonso Llamajo Núñez Marco Anibal Santibáñez López			
REVISIONES		FECHA	
1	PLANO DE ARQUITECTURA PISO TÍPICO	09/10/2024	
LÁMINA:			
A-02			

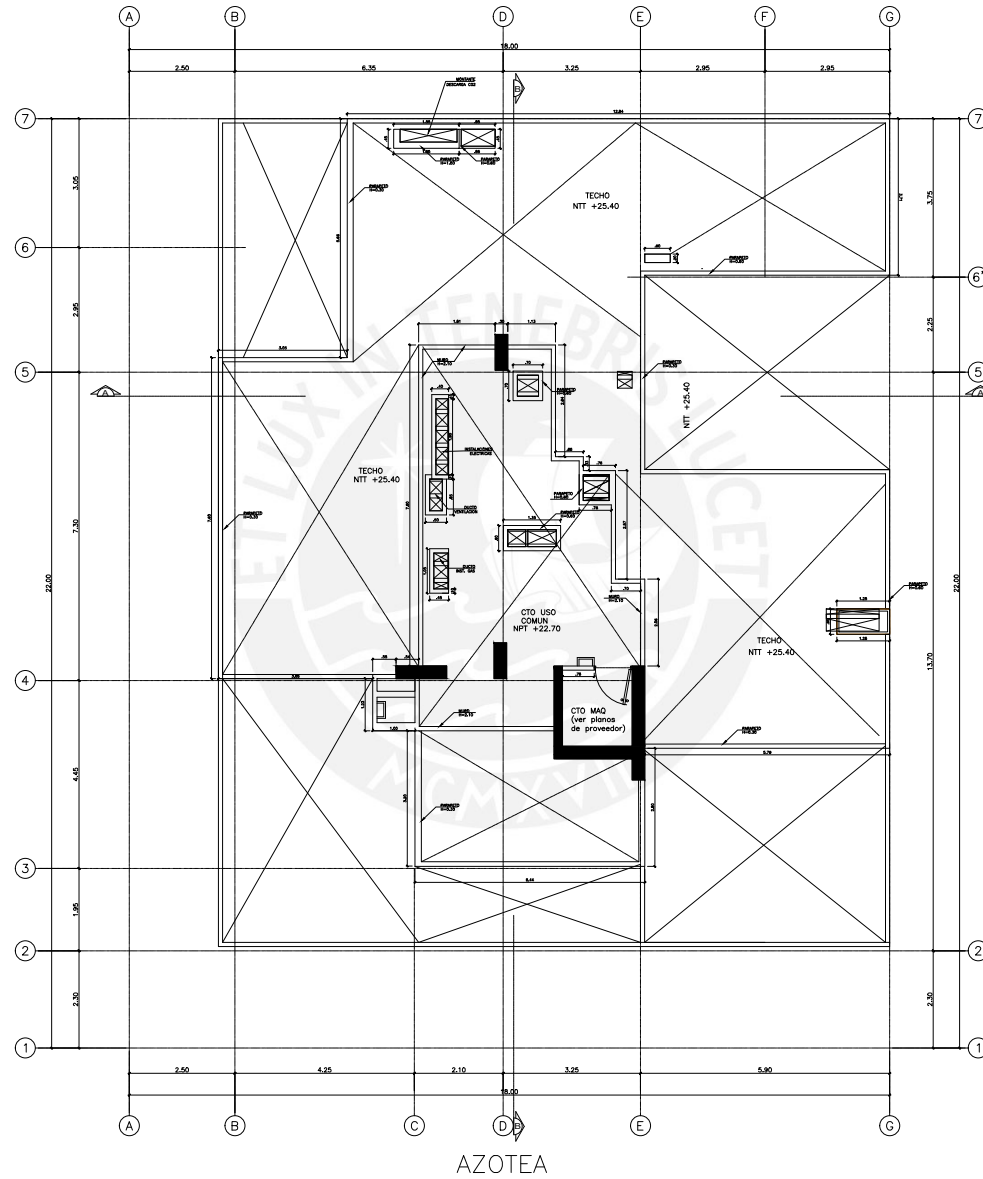
PLANO ARQUITECTÓNICO DE
OCTAVO PISO
ESCALA 1/75



PISO 8

TESIS EN INGENIERÍA CIVIL		
PLANO DE ARQUITECTURA DE OCTAVO PISO		
OPRO: LIMA	PROY: LIMA	PRO: SANCHELLU
ESCALA: 1/75	FECHA: OCTUBRE 2024	
ELABORADOS POR: Piero Alonso Llamajo Núñez Marco Anibal Santivañez López		
REVISIONES		
Nº	DESCRIPCIÓN	FECHA
1	PLANO DE ARQUITECTURA OCTAVO PISO	09/10/2024
LÁMINA:		
A-03		

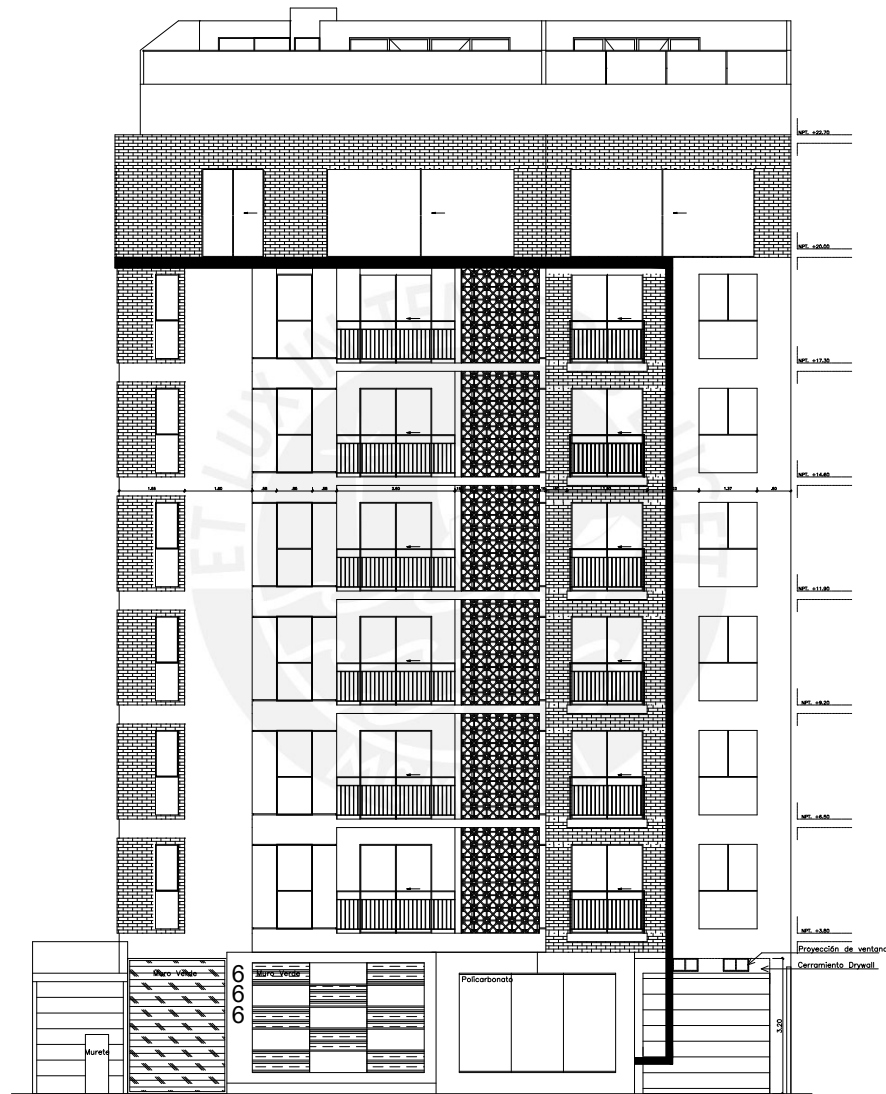
PLANO ARQUITECTÓNICO DE
AZOTEA
ESCALA 1/75



AZOTEA

TESIS EN INGENIERÍA CIVIL		
PLANO: PLANO DE ARQUITECTURA DE AZOTEA		
OPRO: LIMA	PROY: LIMA	EST: EJECUCIÓN
ESCALA: 1/75	FECHA: OCTUBRE 2024	
RESPONSABLES POR:		
Piero Alonso Llamajo Núñez		
Marco Anibal Santiviago López		
REVISIONES		
Nº	DESCRIPCIÓN	FECHA
1	PLANO DE ARQUITECTURA - AZOTEA	09/10/2024
LÁMINA:		
A-04		

PLANO ARQUITECTÓNICO DE
ELEVACIÓN
ESCALA 1/75



ELEVACIÓN 1

TESIS EN INGENIERÍA CIVIL		
PLANO: PLANO DE ARQUITECTURA DE ELEVACIÓN		
OFICIO: LIMA	PROYECTO: LIMA	SECTOR: SERVICILLO
ESCALA: 1/75	FECHA: OCTUBRE 2024	
ELABORADO POR: Piero Alonso Llamajo Núñez Marco Anibal Sanlivañez López		
REVISIONES		
Nº	DESCRIPCIÓN	FECHA
1	PLANO DE ARQUITECTURA DE ELEVACIÓN	03/10/2024
LÁMINA:		
A-05		

PLANO ARQUITECTÓNICO DE
CORTE A-A
ESCALA 1/75



CORTE A-A

TESIS EN INGENIERÍA CIVIL			
PLANO: PLANO DE ARQUITECTURA CORTE A-A			
OPRO: LIMA	PROY: LIMA	DISE: SARGOLLO	
ESCALA: 1/75	FECHA: OCTUBRE 2024		
ELABORADO POR: Piero Alonso Llamajo Núñez Marco Anibal Sanlvañez López			
REVISIONES		FECHA	
1	PLANO DE INGENIERIA CIVIL CORTE A-A	03/10/2024	
LÁMINA:			
A-06			



Anexo 2 Planos de estructuras

PLANO DE DETALLES
GENERALES
ESCALA 1/75

ESPECIFICACIONES GENERALES

- ES NECESARIO REVISAR ESTOS PLANOS JUNTO CON TODOS LOS PLANOS DE SERVIDORES ESPECIALES.
- PRIMERO AL NIVEL DE LOS TALLERES SE DEBE VERIFICAR TODA DISCREPANCIA EN LOS PLANOS Y SER INFORMADO DEPOSITIVAMENTE AL ESPECIALISTA RESPONSABLE.
- SE DEBE ESTAR SIEMPRE AL CORRIENTE DE LAS DIMENSIONES Y TAMAÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES MEDIANTE LA MEDICIÓN DIRECTA EN ESTOS ELEMENTOS.
- EL CLIENTE DEBE VERIFICAR LAS MEDICIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES ANTES DE INICIAR LOS PROCESOS DE CONSTRUCCIÓN.
- AL CUMPLIR LA EJECUCIÓN DE LAS OBRAS, EL CONTRATISTA ASUME LA RESPONSABILIDAD DE GARANTIZAR LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA, LA DEBERÁ REVISAR PREVIAMENTE CON MATERIAL DE APOYO CON LAS ESPECIFICACIONES.
- LOS MATERIALES Y MANO DE OBRA DEBEN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUISITOS DE LAS ESPECIONES VIGENTES DE LAS NORMAS PERUANAS.

CONCRETO SIMPLE

- CEMENTO COMIDO $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2 + 30\% \text{ P.C. (TAMAÑO MÓDULO 4'')}$
- SOBRECIMENTOS $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2 + 30\% \text{ P.C. (TAMAÑO MÓDULO 7'')}$
- FALSA ZANAHIA

INDICE DE NOMENCLATURAS

N.	NIVEL
N.T.	NIVEL DE TERRENO
N.P.T.	NIVEL DE PISO TERMINADO
N.S.L.	NIVEL SUPERIOR DE LOSA
N.A.T.	NIVEL DE ARCADEO TERMINADO
N.F.Z.	NIVEL DE FONDO DE ZANAHIA
N.F.S.	NIVEL DE FONDO DE SOLADO
N.F.P.Z.	NIVEL DE FONDO DE FALSA ZANAHIA
N.F.C.O.	NIVEL DE FONDO DE CEMENTO COMIDO
SUP./INT.	SUPERIOR E INFERIOR
SUP./INT.	SUPERIOR E INFERIOR
SUP.	SUPERIOR
INT.	INFERIOR
TP.	TIPO
MNI.	MÓDULO
MAY.	MAYOR
ESD.	ESCALA
S/E	SIN ESCALA
#	A CADA UNIDAD
Ø	DIÁMETRO
PTO	PIEDRA
EXTM.	EXTREMO

CONCRETO ARMADO

CEMENTO:

TAMAÑO TIPO 1

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

RESISTENCIA A COMPRESIÓN	f_c (kg/cm ²)
CEMENTACION	210 (Ver planta)
MUROS DE CONTENCIÓN	210 (Ver cortina)
COLUMNAS	210 (Ver cuadro de columnas)
PLACAS	210 (Ver desarrollo de placas)
TECHOS Y VIGAS	210
ESCALERAS	210
FALSA ZANAHIA	100
SOLADOS	100 (5cm de espesor)

ACERO DE REFUERZO

FORMA CONTROLADA $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

RECORRIMIENTOS

LOS RECORRIMIENTOS LIBRES DEL REFUERZO (MEDIDOS DESDE BORDE DE ESTADOS O VARILLAS DE CONFINAMIENTO) A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE LO CONTRARIO EN PLANOS Y DETALLES SERÁN LOS SIGUIENTES:

ZANAHIA	40cm
LOS DE CIMENTACIÓN PARA SUP.	40cm
LOS DE CIMENTACIÓN PARA INF.	40cm
PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y LOSAS PERALZADAS	40cm
MUROS PERALZADOS Y COLUMNAS (en 15m)	30cm
VIGAS CHAVAS	25cm
LOSAS ANCHAS Y ALZAGUONES	30cm
MURO DE CONTENCIÓN	40cm
CISTERNA PARA SERVIDOR	40cm
CISTERNA PARA EN CONTACTO CON EL AGUA	50cm

CONCRETO

COLOCACIÓN

EL CONCRETO DEBE SER COLOCADO LO MAS CERCA POSIBLE DE SU UBICACIÓN FINAL PARA PREVENIR LA SEGREGACIÓN RESULTANTE DE LA MANIPULACIÓN EN LOS ESPESORES LIBRES DEL REFUERZO.

LA COLOCACIÓN DEBE REALIZARSE CON LA PRECAUCIÓN DE MANTENER EL CONCRETO EN UN ESTADO PLÁSTICO CONSTANTE, ASEGURANDO SU FLUJIDO ENTRE LOS ESPESORES LIBRES DEL REFUERZO.

ESTE INCORPORAR CONCRETO ENFREDO PARCIALMENTE O CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRAÑOS EN LA ESTRUCTURA.

NO SE DEBE EMPLEAR CONCRETO AL CUAL SE LE ARDIA AGUA DESPUES DE SU PREPARACIÓN O QUE HAYA SIDO MEZCLADO POSTERIONMENTE A SU PREPARACIÓN.

UNA VEZ INICIADO EL VACADO, DEBE LLEVARSE A CABO DE MANERA ININTERRUMPIDA HASTA COMPLETAR EL LLENADO DEL PANEL O SECCION DETERMINADA POR SUS LIMITES O VIGAS PERFORADAS.

GENERALMENTE, LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS ENTRE LOS ENCOFRADOS DEBE SER PERMANENTE HORIZONTAL.

DURANTE LA COLOCACIÓN ES IMPRESIONABLE COMENZAR MINUCIOSAMENTE TODO EL CONCRETO MEDIANTE LOS MEDIOS ADECUADOS. ASIMISMO, DEBE ASESORAR, TOTALMENTE ALTERNANDO, LOS REFORZOS Y LAS INSTALACIONES ANEXAS, INCLUYENDO LAS ESCALAS DEL CONCRETO.

SUBSIDIO

A MENOS QUE SE LLEVE A CABO EL CURADO DEBIDO LAS PARTES DE LA SECCION 5.1.1.3 DEL ACI-318-R (CURADO ACELERADO), SE REQUIERE QUE LOS CONCRETOS SE MANTENGAN A UNA TEMPERATURA SUPERIOR A LOS 10°C Y EN UN AMBIENTE HÚMEDO DURANTE AL MENOS LOS PRIMEROS 7 DÍAS POSTERIORES A SU COLOCACIÓN (LA EXCEPCION DE LOS CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA INCLUIDA).

EL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA INCLUIDA DEBE SER SOMETIDO A UN MANTENIMIENTO DE TEMPERATURA SUPERIOR A 10°C Y AMBIENTE HÚMEDO DURANTE EL PRIMER DÍA DE LOS PRIMEROS 7 DÍAS, A MENOS QUE SE ANUNCE UN PROCESO DE CURADO DE ACUERDO CON LA SECCION 5.1.1.3 DEL ACI-318-R (CURADO ACELERADO).

LOS ENCOFRADOS DEBEN GARANTIZAR LA OBTENCIÓN DE UNA ESTRUCTURA QUE CUMPLA CON LOS REQUISITOS, NIVELES, ALZAGUONES Y DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS INDICADOS EN LOS PLANOS DE DISEÑO Y EJECUCIÓN.

ADemás, LOS ENCOFRADOS DEBEN SER SUFICIENTEMENTE HERMETICOS PARA ESTAR A LA PUNTA DEL MÓDULO.

ES IMPRESIONABLE QUE LOS ENCOFRADOS ESTÉN ADECUADAMENTE ANCLAJADOS O UNIDOS ENTRE SI PARA MANTENER SU POSICIÓN Y FORMA.

EN EL CASO DE LOS ENCOFRADOS Y SUS ANCLAJES, SE DEBE CONSERVAR CUIDADOSAMENTE LA PRENSIÓN DE DADOS A LAS ESTRUCTURAS YA EXISTENTES, ESTO INCLUYE QUE EL DISEÑO DE LOS ENCOFRADOS DEBE TENER EN CUENTA LOS SIGUIENTES FACTORES:

- LA MANERA EN QUE SE COLOCA EL CONCRETO, JUNTO CON LA VELOCIDAD ASOCIADA A DICHO PROCESO;
- LA PRESIÓN QUE SE EJERCE DURANTE LA CONSTRUCCIÓN, INCLUYENDO LAS FLECCIONES DE IMPACTO;
- LOS REQUISITOS DE ENCOFRADOS ESPECIALES QUE SE NECESITAN PARA LA EJECUCIÓN DE CARGAS, LOSAS, ALZAGUONES, DOMOS, ELEMENTOS DE CONCRETO ANTECORTADOS Y OTROS TIPOS DE COMPONENTES ESPECÍFICOS.

RECOMENDACIONES ADICIONALES:

LOS ENCOFRADOS DEBEN SER RETIRADOS DE MANERA QUE NO AFECTEN NEGATIVAMENTE LA SEGURIDAD O LAS CONDICIONES DE SERVIDO DE LA ESTRUCTURA.

EL CONCRETO EXPUESTO DURANTE EL DESENCOFADO DEBE POSEER LA RESISTENCIA SUFICIENTE PARA NO SUFRIR DAÑOS DURANTE LAS OPERACIONES DE DESENCOFADO.

AL DETERMINAR EL MOMENTO ADECUADO PARA EL DESENCOFADO, DEBEN CONSIDERARSE TODAS LAS CONDICIONES DE CONSTRUCCIÓN Y LAS POSIBLES DEFORMACIONES QUE ESTOS PUEDAN GENERAR. ES IMPORTANTE TENER EN CUENTA QUE LAS CARGAS DE CONSTRUCCIÓN PUEDEN SER TAN ELEVADAS COMO LAS CARGAS VIVAS DE DISEÑO Y EN LAS ETAPAS INICIALES, JUNTO A LA ESTRUCTURA DE CONCRETO, PUEDE RESISTIR LAS CARGAS ANEXAS, PUEDE SUPERARSE LO SUFICIENTE COMO PARA CAUSAR DAÑO PERMANENTE EN LA ESTRUCTURA.

LOS ENCOFRADOS DEBEN SER RETIRADOS CON LA AUTORIZACIÓN PREVIA DEL INGENIERO SUPERVISOR.

TEMPOS DE DESENCOFADO MÍNIMOS RECOMENDABLES:

- MUROS, COLUMNAS Y ENCOFRADOS LATERALES DE VIGAS 1 A 3 DÍAS
- ALZAGUONES, LOSAS Y ESCALERAS 7 A 14 DÍAS (CUMPLIENDO PARÁMETROS DE SEGURIDAD CONVENIENTEMENTE DETERMINADOS)
- FONDOS DE VIGAS 21 DÍAS

NOTA: ESTOS PERÍODOS DE TIEMPO SON VÁLIDOS PARA CONCRETOS A BASE DE CEMENTOS PORTLAND TIPO 1 Y CONDICIONES DE TEMPERATURA MÍNIMAS A 15°C.

CARGAS

CARGAS VIVAS:

REGIMEN TOPOGRÁFICO	E-020
VIVIENDAS	200 kg/m ²
CORREDORES Y ESCALERAS	200 kg/m ²
ESTACIONAMIENTOS	250 kg/m ²
DEPOSITOS	400 kg/m ²
AMBIENTES PARA ASAMBLEAS	400 kg/m ²
CUARTOS DE MÁQUINAS	1000 kg/m ²
TENIDAS	500 kg/m ²

CARGAS SÍSMICAS

REGIMEN TOPOGRÁFICO	E-030
FACTOR DE ZONA, Z	2.15
FACTOR DE TIPO, T	1.00
FACTOR DE SUELO, S	1.00
COEFICIENTES DE REDUCCIÓN PARA LAS SOLICITACIONES SÍSMICAS, R	R=4.50 (IRREGULAR Y MUROS DE CONCRETO) R=4.50 (IRREGULAR Y MUROS DE CONCRETO)

RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

DIRECCIÓN X-Y	
-10% = 0.08 mg	-10% = 276.17 mm
-MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTA = 10.81 cm	
-MÁXIMA ORDENA DE ENTRENADO = 0.0070 mg	
DIRECCIÓN Y-Z	
-10% = 0.04 mg	-10% = 341.60 mm
-MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTA = 8.32 cm	
-MÁXIMA ORDENA DE ENTRENADO = 0.0047 mg	

CIMENTACIONES

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CONNETACIÓN

TIPO DE CIMENTACIÓN	-GRAVA ARENOSA PERMANENTE GRADUADA
ESTRATO DE APOYO	-ZANAHIAS REALES Y CORRIDAS DE CONCRETO ARMADO
PROFUNDIDAD MÍNIMA DE CIMENTACIÓN	-1.20m
PRESIÓN ADMISIBLE	-4.00 kg/cm ²
MÁXIMO DESPLAZAMIENTO ESPERADO	-2.50cm
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO	-NO SE ENCONTRÓ NAPA FREÁTICA
RECOMENDACIONES ADICIONALES	-NO SE ENCONTRÓ UNA CONCENTRACIÓN CONSIDERABLE DE SUELOS O SALES AGRESIVAS. USAR CEMENTO PORTLAND TIPO EN EL CONCRETO DE LA CIMENTACIÓN EN AQUEL PARA LOS ELEMENTOS ESTRUTURALES EN CONTACTO CON SUELO. EMPLEAR ALGÚN IMPERMEABILIZANTE EN LOS ACABADOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUTURALES QUE TENDRÁN CONTACTO PERMANENTE CON AGUA.

- LAS EXCAVACIONES DEBERÁN MANTENERSE LIBRES DE AGUA ANTES Y DURANTE LOS VACADOS DEL CONCRETO.
- NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGÁNICO, TIERRA VEGETAL, DESMORTE Y RELENDOS SANITARIOS O NATURALES. ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERÁN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACIÓN Y DEBERN SER REEMPLAZADOS POR MATERIALES ADECUADOS (SABANA, COMPACTADOS).
- EN CASO DE QUE AL NIVEL DE CIMENTACIÓN SE ENCUENTRE UN LENTE O BOLSÓN DE LIMO O ARENA, DEBERÁ PROFUNDIZARSE LA EXCAVACIÓN HASTA SOBREPASARLOS EN POR LO MENOS 0.20m Y SE VACARÁ EN LA ALTURA DE LA SOBRE EXCAVACIÓN EFECTUADA UN FALSO CEMENTO DE CONCRETO CICLOPEO.
- LAS CISTERNAS DEBERÁN SER CUIDADOSAMENTE IMPERMEABILIZADAS EN TODAS SUS SUPERFICIES.
- LAS INSTALACIONES DE AGUA Y DESAGUE DEBERÁN CONSTRUIRSE DE TAL MANERA QUE NO SE PRODUZCAN PÉRDIDAS DE AGUA QUE AFECTEN LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICO MECÁNICAS DE LOS SUELOS PARA EL APOYO DE LA CIMENTACIÓN YA QUE PODRÍAN DISMINUIR SUS CAPACIDADES PORTANTES.
- EN LAS ÁREAS DONDE SE CONSTRUYAN PISOS, TERRAZAS O PATIOS, DEBERÁN RETIRARSE LAS CAPAS SUPERIORES DE RELLENO EN UN ESPESOR NO MENOR A 0.25m Y REEMPLAZARSE ESTAS POR UN MATERIAL GRANULAR SELECCIONADO QUE SE COLOCARÁ EN CAPAS DE NO MAS DE 0.10m DE ESPESOR COMPACTADAS AL 95% DE LA MÁXIMA DENSIDAD SECA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO DE ESTA MANERA SE LOGRARÁ UN APOYO ADECUADO PARA LOS PISOS Y SE EVITARÁ LA APARICIÓN DE RAJADURAS EN ESTOS. REVISAR TAMBIÉN LAS INDICACIONES QUE SE ALCANZAN EN EL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.

ACERO Y RECUBRIMIENTO

ACERO DE REFUERZO:

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLECCIÓN (f _y)
ACEROS LONGITUDINALES ASTM A615 - GRADO 60		4200 kg/cm ²
ESTRIBOS	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm ²

RECUBRIMIENTOS:

LOS RECORRIMIENTOS LIBRES DE LOS REFORZOS (MEDIDOS DESDE LOS ESTADOS O LAS VARILLAS DE CONFINAMIENTO) HASTA LAS SUPERFICIES EXTERIORES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SERÁN LOS SIGUIENTES A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE ALGO DIFERENTE EN LOS PLANOS DE DETALLES O EN LAS NOTAS.

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO
ZANAHIAS AISLADAS O CORRIDAS VACADAS CONTRA EL SUELO	3.0 cm
ZANAHIAS AISLADAS O CORRIDAS VACADAS SOBRE UN SOLADO	4.0 cm
SUPERFICIES DE MUROS Y LOSAS EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	3.5 cm
SUPERFICIES DE MUROS QUE NO ESTÉN EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	2.0 cm
PLACAS, MUROS Y LOSAS	2.0 cm
COLUMNAS	4.0 cm
COLUMNAS EN LAS CISTERNAS	5.0 cm
VIGAS	4.0 cm
COLUMNETAS Y VIGAS DE LA TABIQUERÍA	2.0 cm

- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO QUE SE INDICAN EN LOS PLANOS NO INCLUYEN SUS ACABADOS.
- LAS JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN PARA EL VACADO DE CONCRETO QUE NO ESTÉN ESPECIFICADAS EN LAS PLANTAS O DETALLES DE ESTOS PLANOS, DEBERÁN SER UBICADAS Y APROBADAS POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- NO SE CONSIDERARÁ EN LA CONSTRUCCIÓN DUCTOS O PENETRACIONES ADICIONALES A LAS INDICADAS EN LOS PLANOS. SI LA APROBACIÓN PREVIA DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- LOS REFORZOS EN ESTOS PLANOS ESTÁN REPRESENTADOS DIAGRAMÁTICAMENTE, ASÍ NO ESTÁN NECESARIAMENTE DIBUJADOS CON SUS DIMENSIONES REALES.
- LOS EMPALMES DE LOS REFORZOS DEBERÁN EFECTUARSE SOLAMENTE EN LAS POSICIONES MOSTRADAS EN LOS DETALLES DE ESTOS PLANOS. CUANDO SE UTILIZEN EMPALMES QUE NO SE ENCUENTREN ESPECIFICADOS EN ESTOS PLANOS, DEBERÁN ESTOS PODER DESARROLLAR TODA LA RESISTENCIA DEL REFUERZO.
- PODRÁN SOLDARSE LOS REFORZOS SOLO CON LA PREVIA AUTORIZACIÓN DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- LOS REFORZOS NO SERÁN CONTINUOS EN LAS JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN.

TESIS EN INGENIERÍA CIVIL

PLANO DE ESTRUCTURAS - DETALLES GENERALES

OPHO: LIMA PROY: LIMA SOT: SARGOLLO

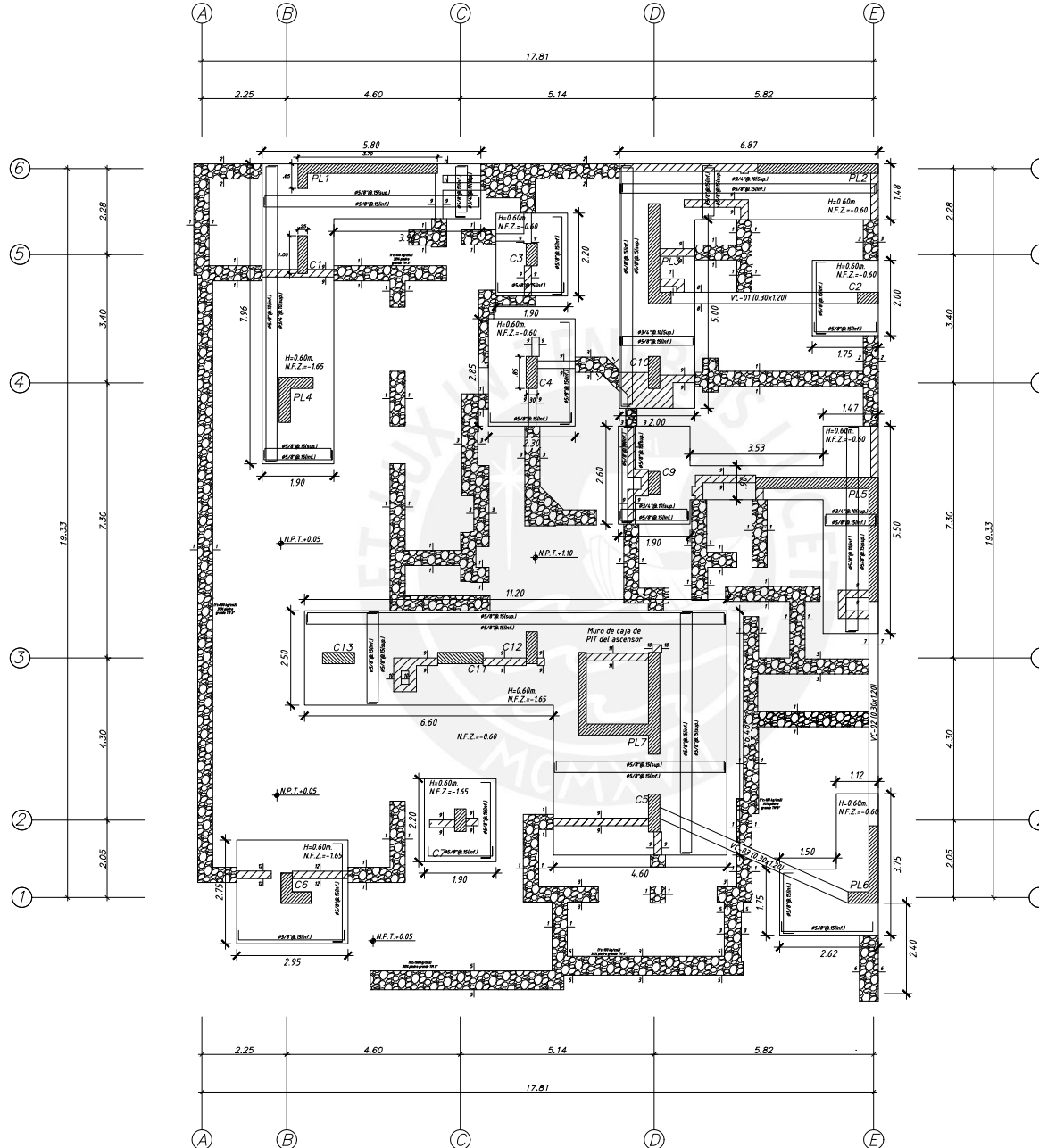
ESCALA: 1/75 FECHA: OCTUBRE 2024

ELABORADO POR: Piero Alonso Llamajo Núñez
Marco Antonio Sanjuán López

REVISIÓN: FECHA: 03/10/2024

LÁMINA: **E-01**

PLANO DE PLANTA DE
CIMENTACIÓN
ESCALA 1/75



LEYENDA

- CIMENTO CORRIDO
- PLACA COLUMNA
- SOBRECIMIENTO DE MUROS

TESIS EN INGENIERÍA CIVIL

PLANO DE ESTRUCTURAS- PLANTA DE CIMENTACIÓN

OPDS: LIMA PROJ: LIMA COT: SERVICILLO

ESCALA: 1/75 FECHA: OCTUBRE 2004

ELABORADO POR:
Piero Alonso Llamajo Núñez
Marco Ambal Sanlivañez López

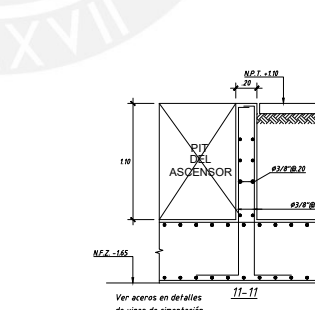
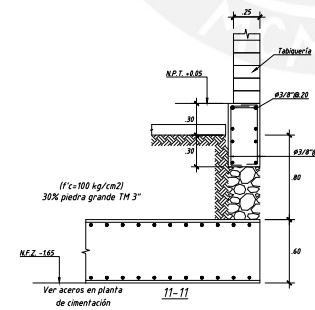
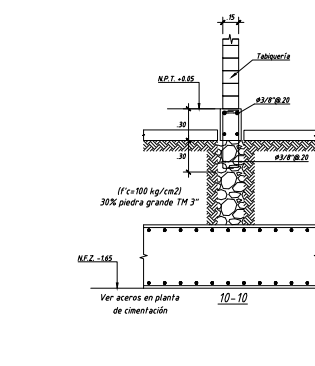
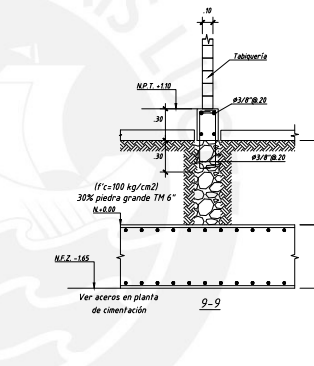
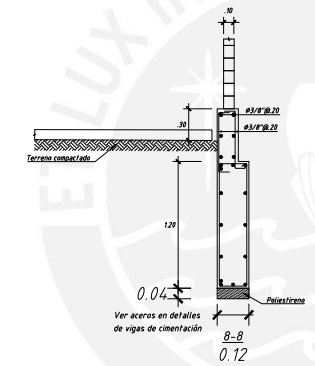
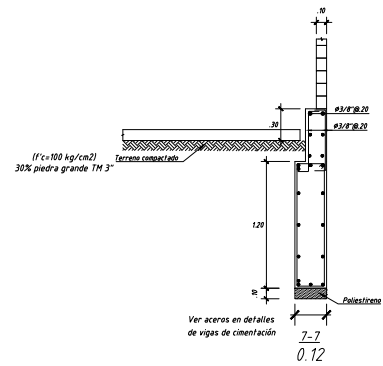
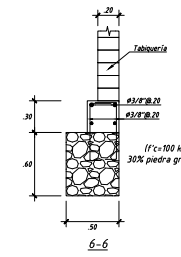
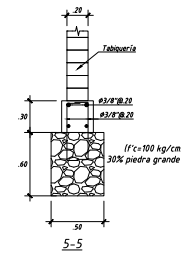
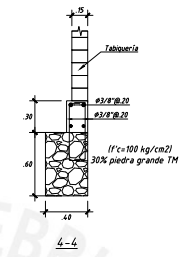
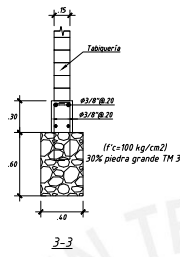
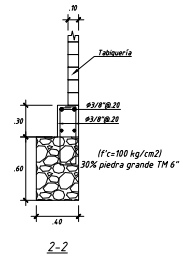
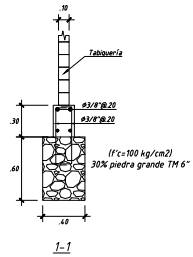
NO.	MODIFICACIONES	FECHA
1	PLANO DE ESTRUCTURAS- PLANTA DE CIMENTACIÓN	03/10/2004

LÁMINA:

E-03

FORMATO A4

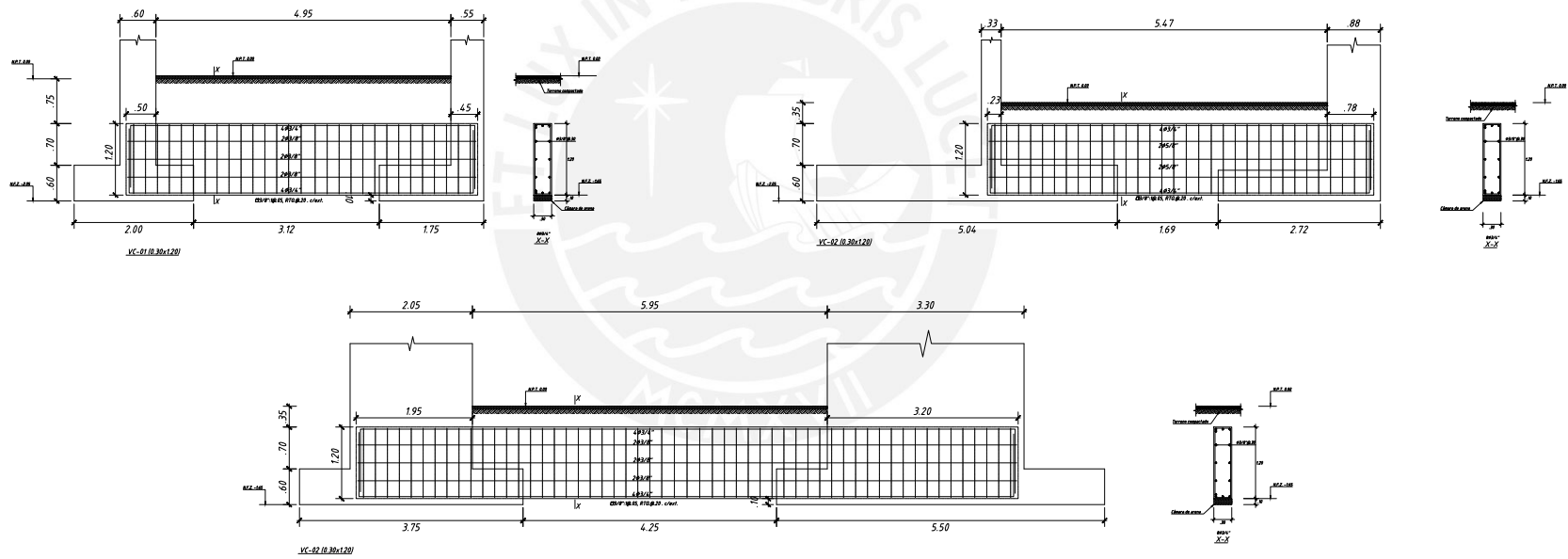
DETALLES DE CIMENTACIÓN



TESIS EN INGENIERÍA CIVIL		
TÍTULO: PLANO DE ESTRUCTURAS- DETALLES DE CIMENTACIÓN		
OPED: LMA	PROY: LMA	SEM: SARGOLLEO
ESCALA: 1/30	FECHA: OCTUBRE 2014	
ELABORADO POR: Piero Alonso Llamajo Núñez Marco Amal Sanlivañez López		
REVISIONES:		
NO	DESCRIPCIÓN:	FECHA:
1	PLANO DE ESTRUCTURAS- DETALLES DE CIMENTACIÓN	03/10/2014
LÁMINA:		
E-04		

PLANO DE VIGAS DE
CIMENTACIÓN
ESCALA 1/50

DETALLES DE VIGAS DE CIMENTACIÓN



TESIS EN INGENIERÍA CIVIL		
PLANO DE ESTRUCTURAS- VIGAS DE CIMENTACIÓN		
OPD: LIMA	PROY: LIMA	EST: SUBDISEÑO
ESCALA: 1/50	FECHA: OCTUBRE 2004	
ELABORADO POR: Piero Alonso Llamajo Núñez Marco Anibal Sanlivañez López		
REVISIONES:		
NO	DESCRIPCIÓN:	FECHA:
1	PLANO DE ESTRUCTURAS- VIGAS DE CIMENTACIÓN	03/10/2004
LÁMINA:		
E-05		

CUADRO DE COLUMNAS

COLUMNA PISO	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7
1er. al 3ro. Piso	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø20 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 2Ø24 - 1200/15, R14@25 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15, R14@25 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 2Ø24 - 1200/15, R14@25 Desde cada Extremo
4to. al 6to. Piso	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15, R14@25 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 2Ø24 - 1200/15, R14@25 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15, R14@25 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 2Ø24 - 1200/15, R14@25 Desde cada Extremo
7mo. al 8vo. Piso	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15, R14@25 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 2Ø24 - 1200/15, R14@25 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15, R14@25 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 2Ø24 - 1200/15, R14@25 Desde cada Extremo
COLUMNA PISO	C-8	C-9	C-10	C-11	C-12	C-13	
1er. al 3ro. Piso	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 2Ø24 - 1200/15, R14@25 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	
4to. al 6to. Piso	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 2Ø24 - 1200/15, R14@25 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	
7mo. al 8vo. Piso	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 2Ø24 - 1200/15, R14@25 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	 <i>f_c</i> = 210 kg/cm ² 4Ø24 - 1200/15 Desde cada Extremo	

TESIS EN INGENIERÍA CIVIL

PLANO DE ESTRUCTURAS - DETALLE DE COLUMNAS

OPRO: LIMA PROY: LIMA OBJ: BARRIOCELLO
ESCALA: 1:50 FECHA: OCTUBRE 2024

ELABORADO POR:
 Piero Alonso Llamajo Núñez
 Marco Ambal Sanliviáñez López

NO.	REVISIONES	FECHA
1	PLANO DE ESTRUCTURAS - DETALLE DE COLUMNAS	03/10/2024

E-06

COMPROBADO

PLANO DE DETALLE DE
PLACAS 1
ESCALA 1/75

CUADRO DE PLACAS

PLACA PISO	PL-01	PL-02	PL-03	PL-04
1er. al 3ro. Piso				
4to. al 7mo. Piso				
7mo. al 8vo. Piso				

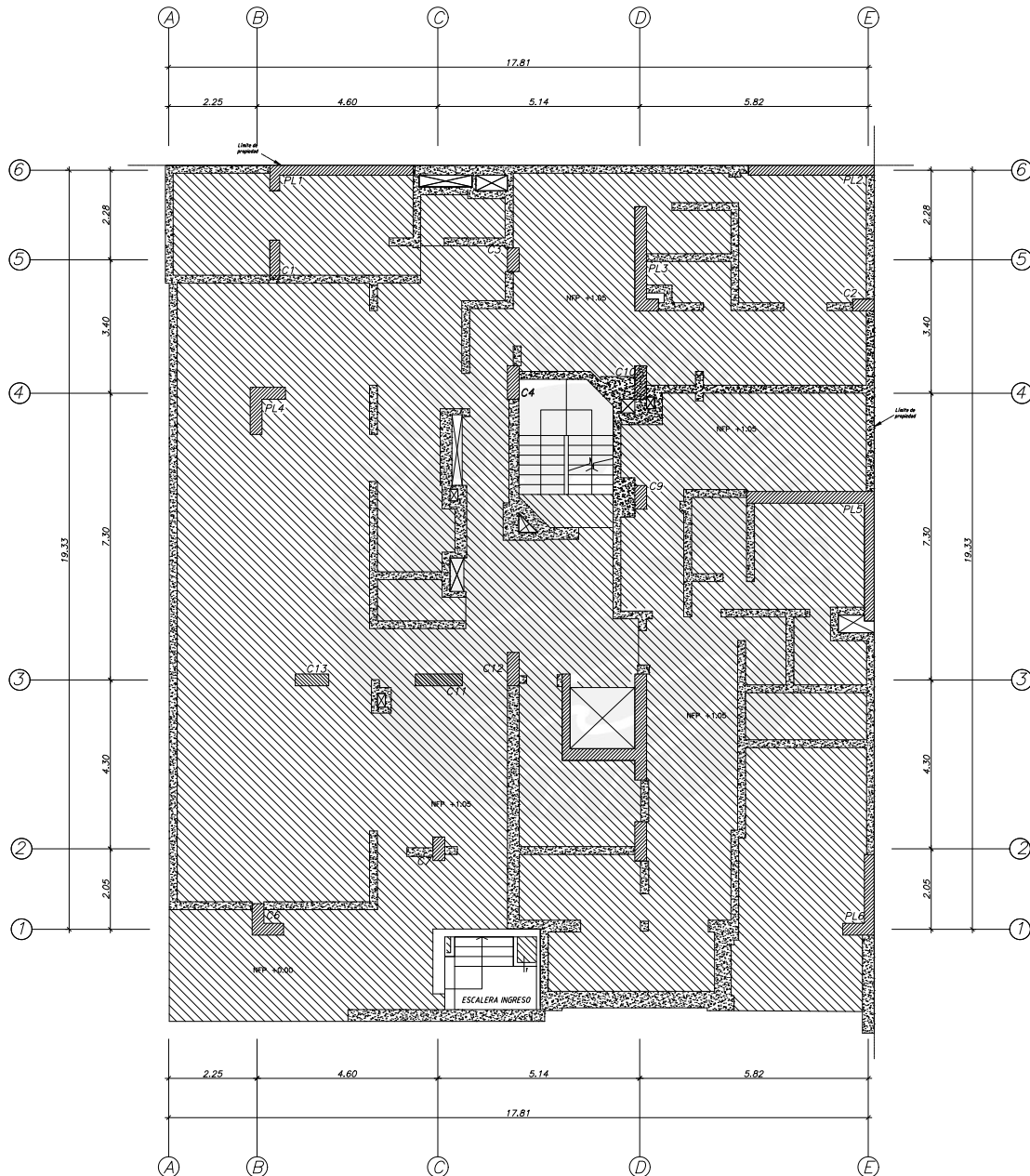
TESIS EN INGENIERÍA CIVIL		
PLANO DE ESTRUCTURAS- DETALLE DE PLACAS 1		
OPRO: LIMA	PROY: LIMA	SES: SARGOLLEO
ESCALA: 1/75	FECHA: OCTUBRE 2004	
ELABORADO POR: Piero Alonso Llamajo Núñez Marco Ambal Sanlivañez López		
REVISIONES		
NO	DESCRIPCION	FECHA
1	PLANO DE ESTRUCTURAS- DETALLE DE PLACAS 1	03/10/2004
LÁMINA:		
E-07		

PLANO DE DETALLE DE
PLACAS 2
ESCALA 1/75

CUADRO DE PLACAS			
PLACA PISO	PL-05	PL-06	PL-07
1er. al 3ro. Piso			
4to. al 6to. Piso			
7mo. al 8vo. Piso			

TESIS EN INGENIERÍA CIVIL		
PLANO DE ESTRUCTURAS - DETALLE DE PLACAS 2		
OPRO: LIMA	PROY: LIMA	SES: SARGOLLEO
ESCALA: 1/75	FECHA: OCTUBRE 2024	
ELABORADO POR: Piero Alonso Llamajo Núñez Marco Amal Sanlivañez López		
REVISIONES		
Nº	DESCRIPCIÓN	FECHA
1	PLANO DE ESTRUCTURAS - DETALLE DE PLACAS 2	03/10/2024
LÁMINA:		
E-08		

PLANO DE LOSA APOYADA
CONTRA TERRENO
ESCALA 1/75



LEYENDA

	LOSA DE H=0.20m LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #8mm@25 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #3/8"@25
	PLACA COLUMNA
	SOBRECIMIENTO DE MUROS
	DUCTOS Y PIT DE ASCENSOR

TESIS EN INGENIERÍA CIVIL

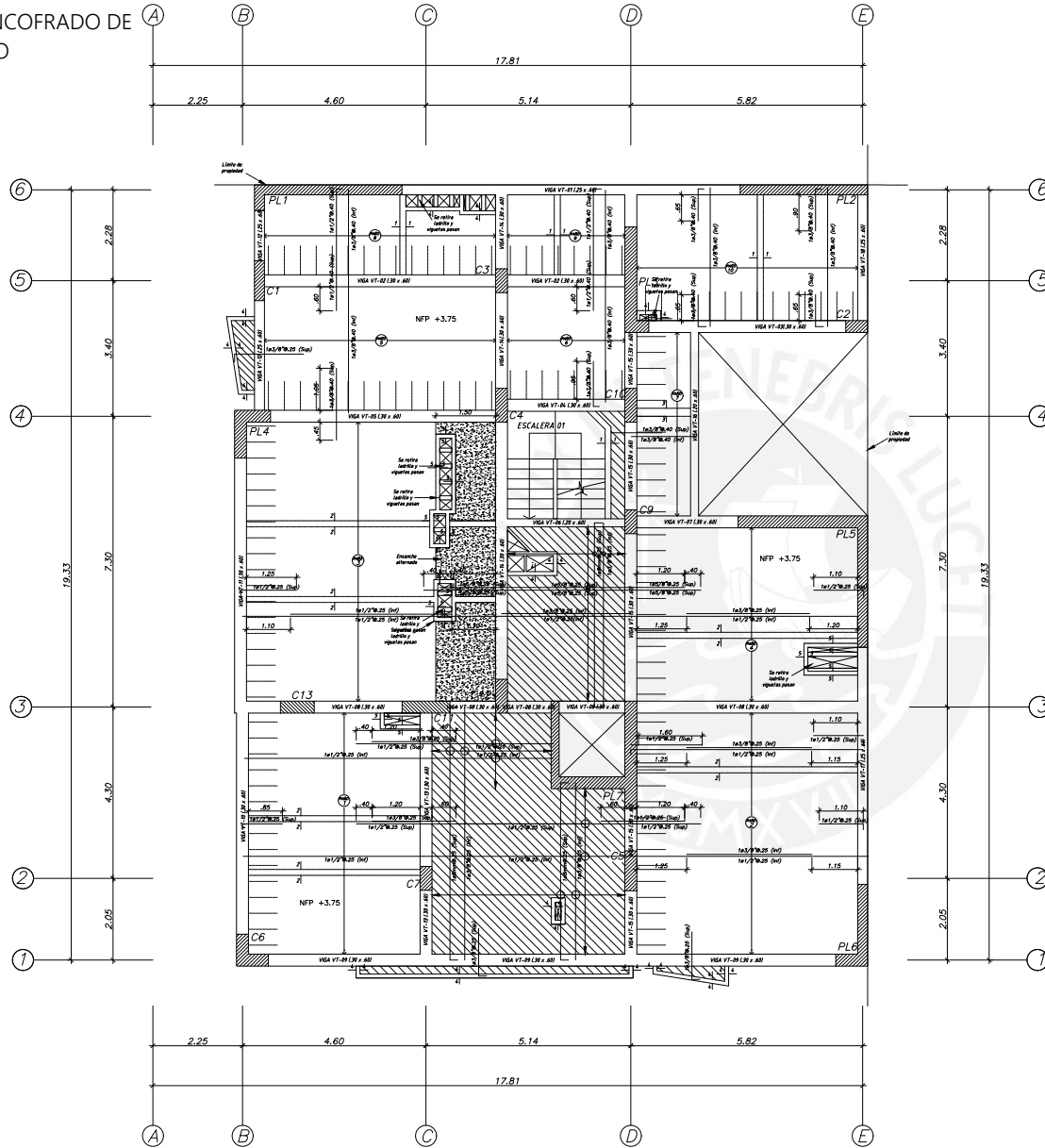
PLANO DE ESTRUCTURAS- LOSA CONTRA TERRENO

OPRO: LIMA	PROY: LIMA	EST: SUREDDLEO
ESCALA: 1/75	FECHA: OCTUBRE 2004	
REVISOR: PFC. Piero Alonso Llamajo Núñez Marco Amal Sanhualvarez López		
NO.	REVISIONES	FECHA
1	PLANO DE ESTRUCTURAS- LOSA CONTRA TERRENO	05/10/2004
LÁMINA:		

E-09








FORMA T-01

PLANO DE ENCOFRADO DE
TECHO TÍPICO
ESCALA 1/75

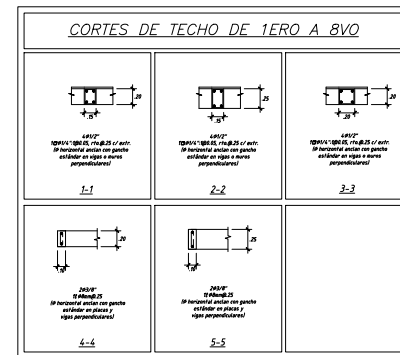


ENCOFRADO DE TECHO TÍPICO (1-6)

LEYENDA

-  LOSA DE H=0.25m
LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS CONVENCIONALES ESPACIADAS @ 25
RELLENO DE LADRILLOS DE TECHO
(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
-  LOSA DE H=0.20m
LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS CONVENCIONALES ESPACIADAS @ 25
RELLENO DE LADRILLOS DE TECHO
(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
-  LOSA DE H=0.20m
LOSA MACIZA
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #8m@25
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #3/8" @ 25
-  PLACA COLUMNA
-  VIGA PERAL TADA
-  VIGA CHATA
-  ENSANCHE ALTERNADO

ESCALA 1/30

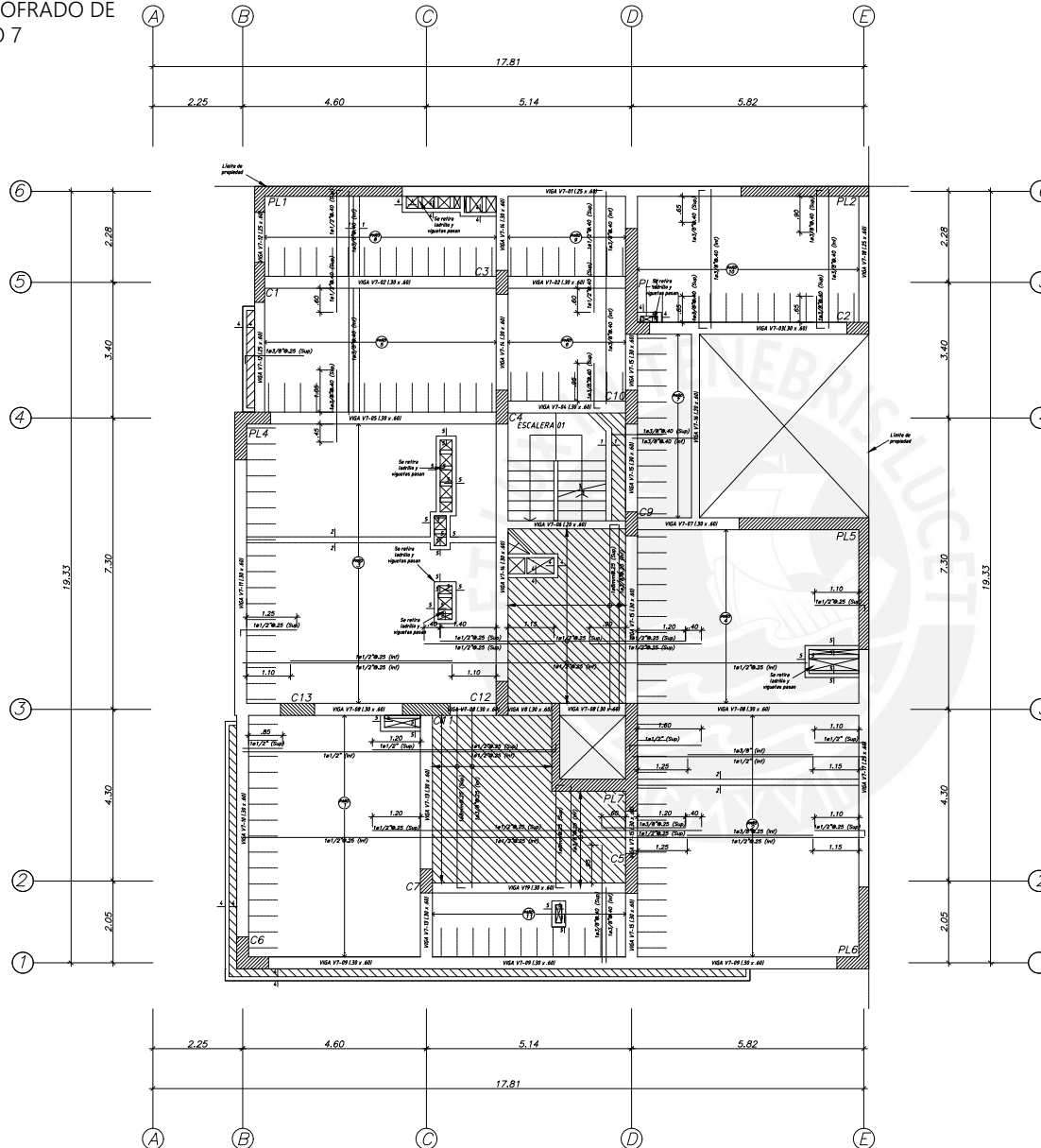


TESIS EN INGENIERÍA CIVIL


PLANO DE ESTRUCTURAS- TECHO TÍPICO (1-4)			
OPRO: LIMA	PROY: LIMA	COT: SERGIO LILLO	
ESCALA: MEDIANA	FECHA: OCTUBRE 2004		
ELABORADO POR: Piero Alonso Llamajo Núñez Marco Amal Sanhuanza López			
REVISIONES:		FECHA:	
1	PLANO DE ESTRUCTURAS- ENCOFRADO DE TECHO TÍPICO	03/10/2004	
LÁMINA:			


E-10


PLANO DE ENCOFRADO DE
TECHO DE PISO 7
ESCALA 1/75





LEYENDA


- 

LOSA DE H=0.25m:
LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS CONVENCIONALES ESPACIADAS @.25
RELLENO DE LADRILLOS DE TECHO
(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
- 

LOSA DE H=0.20m:
LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS CONVENCIONALES ESPACIADAS @.25
RELLENO DE LADRILLOS DE TECHO
(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
- 

LOSA DE H=0.20m:
LOSA MACIZA
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #8m@.25
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #3/8\"/>
- 

PLACA COLUMNA
- 

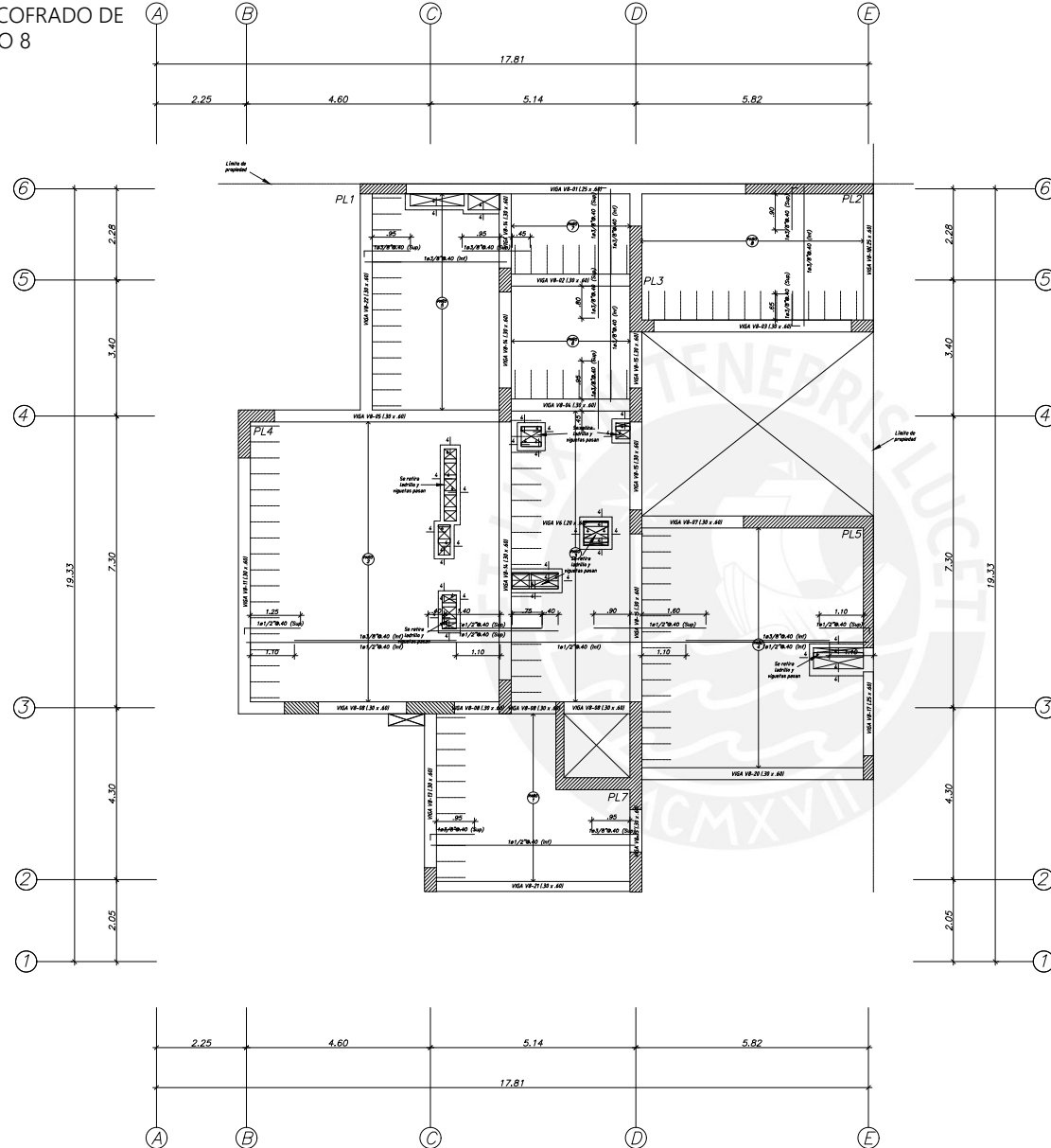
VIGA PERALTADA
- 

VIGA CHATA

ENCOFRADO DE TECHO PISO 7


TESIS EN INGENIERÍA CIVIL		
PLANO: PLANO DE ESTRUCTURAS- TECHO PISO 7		
OPRO: LIMA	PROY: LIMA	SEM: BARCELONA
ESCALA: 1/75	FECHA: OCTUBRE 2024	
ELABORADO POR: Piero Alonso Llamajo Núñez Marco Amal Sanlivañez López		
REVISIONES:		
NO	INDICACIONES:	FECHA:
1	PLANO DE ESTRUCTURAS- ENCOFRADO DE TECHO PISO 7	03/10/2024
LÁMINA:		
E-11		


PLANO DE ENCOFRADO DE
TECHO DE PISO 8
ESCALA 1/75





ENCOFRADO DE TECHO PISO 8


LEYENDA


- 

LOSA DE H=0.25:
LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS CONVENCIONALES ESPACIADAS @ 25
RELLENO DE LADRILLOS DE TECHO
(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
- 

LOSA DE H=0.20:
LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS CONVENCIONALES ESPACIADAS @ 25
RELLENO DE LADRILLOS DE TECHO
(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
- 

LOSA DE H=0.20:
LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø8mm@ 25
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø3/8" @ 25
- 

PLACA
COLUMNNA
- 

VIGA PERALTADA
- 

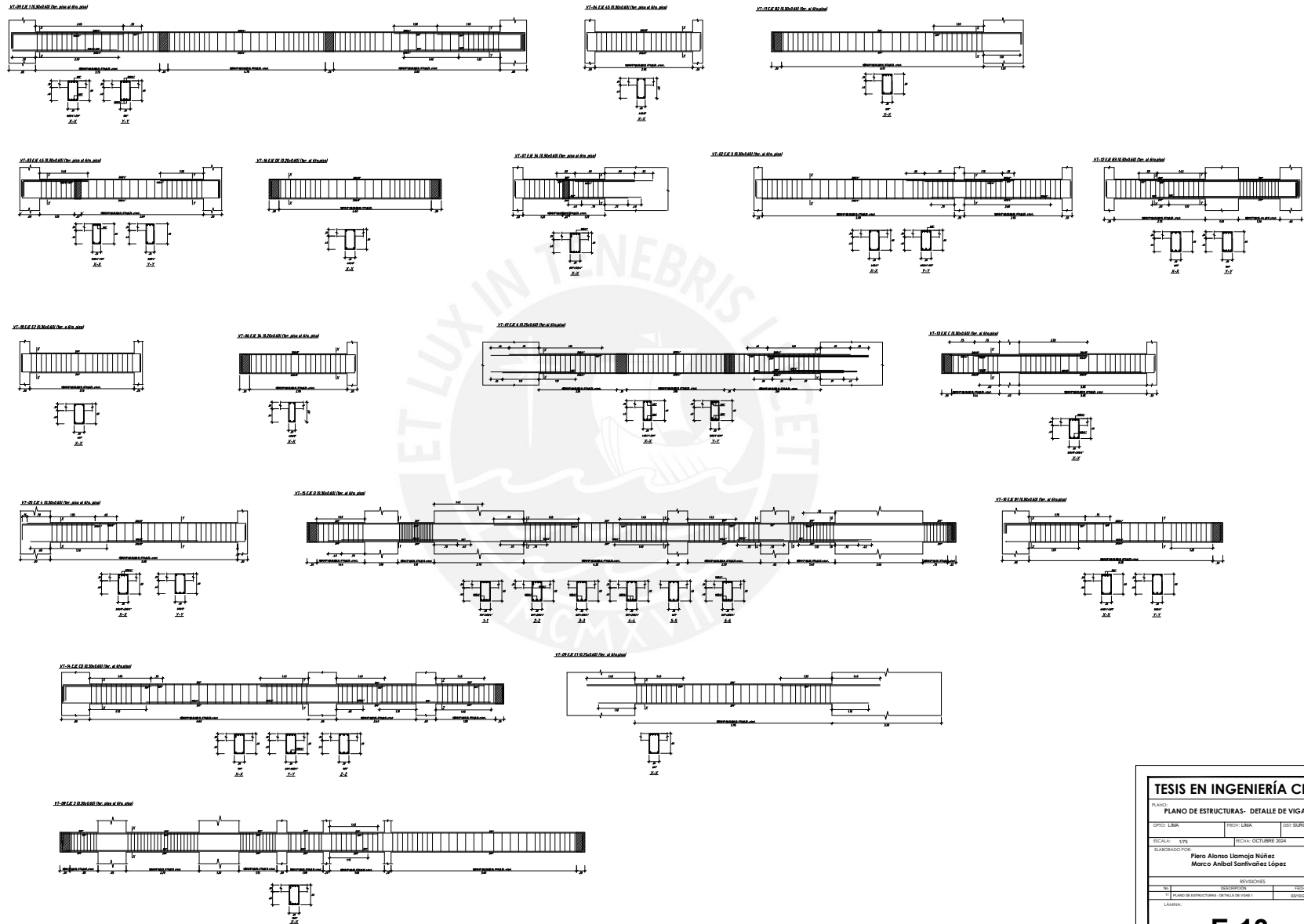
VIGA CHATA

TESIS EN INGENIERÍA CIVIL		
PLANO: PLANO DE ESTRUCTURAS- TECHO PISO 8		
OPDO: LIMA	PROY: LIMA	DES: SERGIO GALLE
ESCALA: 1/75	FECHA: OCTUBRE 2024	
ELABORADO POR: Piero Alonso Llamajo Núñez Marco Amal Sanjuán López		
REVISIONES:		FECHA:
1	PLANO DE ESTRUCTURAS- ENCOFRADO DE TECHO PISO 8	03/10/2024
LÁMINA:		
E-12		

PLANO DE DETALLE DE
VIGAS 1

ESCALA 1/75

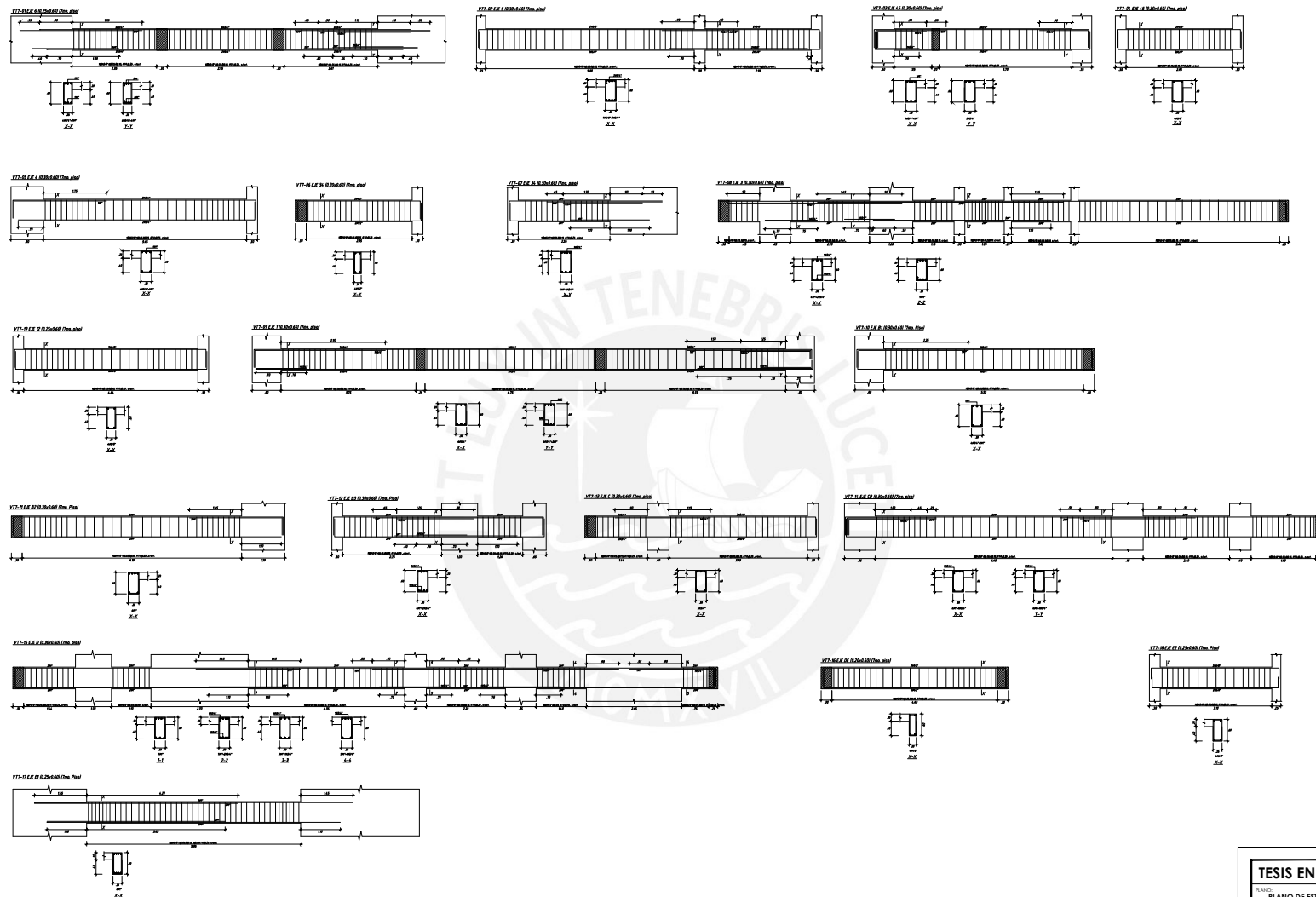
VIGAS DE TECHO DE PISO TÍPICO (1-6)



TESIS EN INGENIERÍA CIVIL		
PLANO DE ESTRUCTURAS - DETALLE DE VIGAS 1		
PROF: LIMA	PROF: LIMA	DES: SERRAVALLO
ESCALA: 1/75	FECHA: OCTUBRE 2024	
ELABORADO POR: Piero Alonso Llamajo Núñez Marco Anibal Sanlivañez López		
NO.	REVISIONES	FECHA
1	PLANO DE ESTRUCTURAS - DETALLE DE VIGAS 1	03/10/2024
LÁMINA:		
E-13		

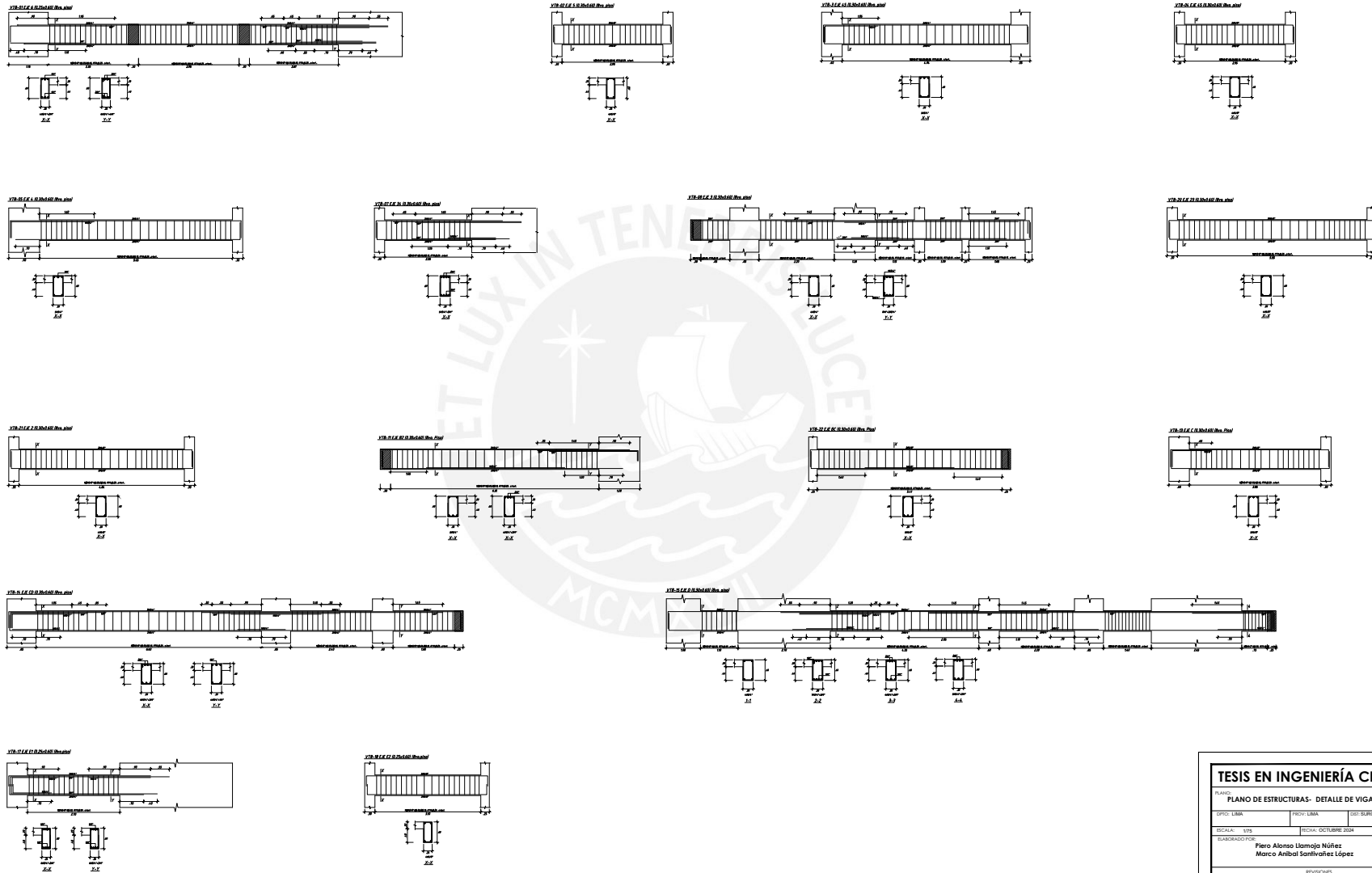
PLANO DE DETALLE DE
VIGAS 2
ESCALA 1/75

VIGAS DE TECHO DEL SÉPTIMO PISO



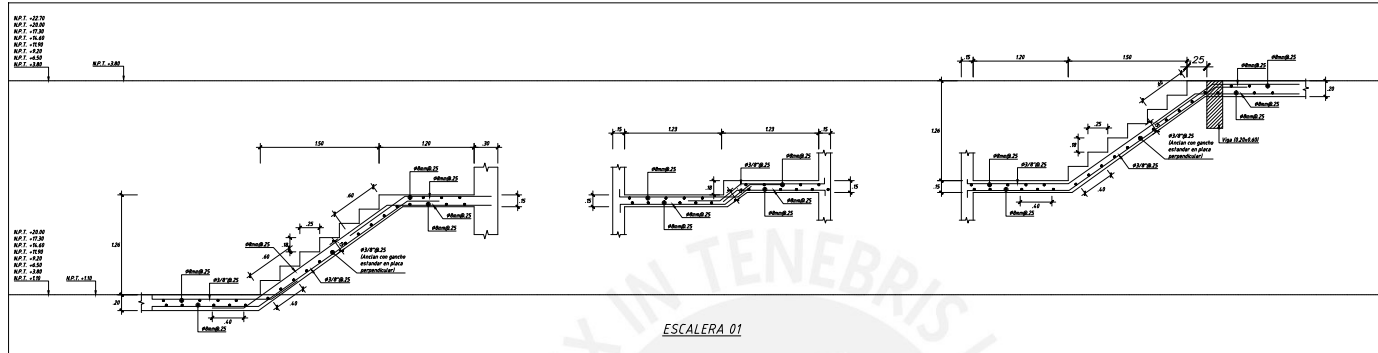
TESIS EN INGENIERÍA CIVIL		
PLANO DE ESTRUCTURAS - DETALLE DE VIGAS 2		
PROY: LIMA	PROF: LIMA	OBJ: SARGOLLEJO
ESCALA: 1/75	FECHA: OCTUBRE 2004	
ELABORADO POR: Piero Alonso Llamajo Núñez Marco Anibal Sanjuán López		
NO.	MODIFICACIONES	FECHA
1	PLANO DE ESTRUCTURAS - DETALLE DE VIGAS 2	03/10/2004
LÁMINA:		
E-14		

PLANO DE DETALLE DE
VIGAS 3
ESCALA 1/75

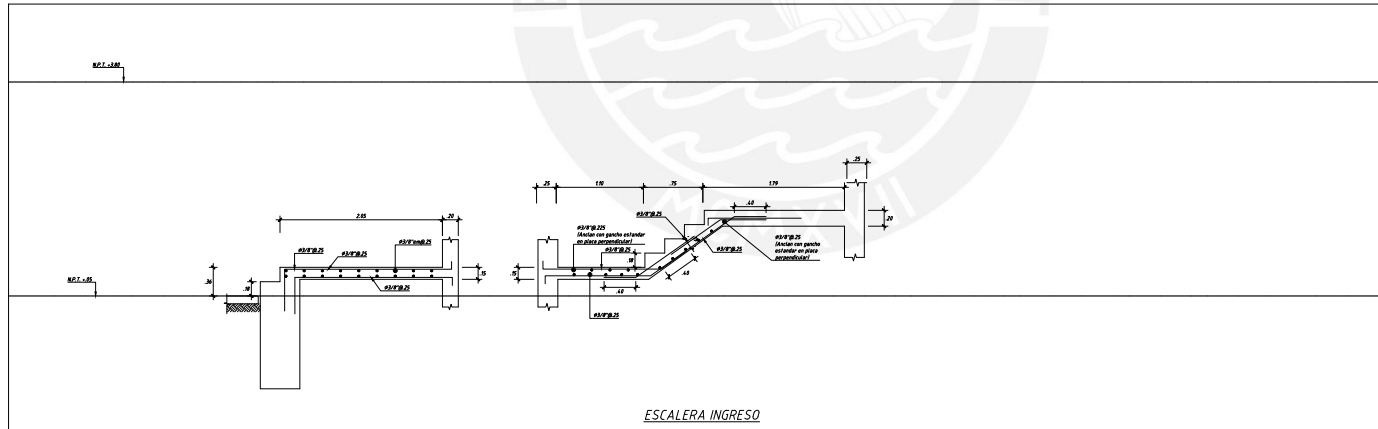


TESIS EN INGENIERÍA CIVIL		
PLANO DE ESTRUCTURAS - DETALLE DE VIGAS 3		
OPED: LIMA	PROY: LIMA	SES: SARGOLLO
ESCALA: 1/75	FECHA: OCTUBRE 2014	
ELABORADO POR: Piero Alonso Llamajo Núñez Marco Anibal Sanlivañez López		
REVISIONES		
NO.	INDICACIONES	FECHA
1	PLANO DE ESTRUCTURAS - DETALLE DE VIGAS 3	03/10/2014
LÁMINA:		
E-15		

PLANO DE DETALLE DE
 ESCALERAS
 ESCALA 1/40



ESCALERA 01



ESCALERA INGRESO

TESIS EN INGENIERÍA CIVIL		
PLANO DE ESTRUCTURAS - DETALLE DE ESCALERAS		
OPRO: LIMA	PROY: LIMA	SES: SARGOLLO
ESCALA: 1/40	FECHA: OCTUBRE 2024	
DESARROLLADO POR: Piero Alonso Llamajo Núñez Marco Amal Sanhualvarez López		
REVISIONES		
NO.	DESCRIPCION	FECHA
1	PLANO DE ESTRUCTURAS - DETALLE DE ESCALERAS	03/10/2024
LÁMINA:		
E-16		