ATMIRE

Title	Diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco niveles ubicado en Lima Metropolitana
Item Type	http://purl.org/coar/resource_type/c_7a1f
Authors	Apaza Roque, Diego Orlando;Millones Huamani, Victor Farid
Publisher	Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC)
Rights	https://purl.org/coar/access_right/c_abf2
Download date	2026-11-28 01:31:20
Item License	https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/
Link to Item	https://hdl.handle.net/10757/689978

UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

Diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco niveles ubicado en Lima Metropolitana

TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR(ES)

Apaza Roque, Diego Orlando	0009-0004-9359-4166
Millones Huamani, Victor Farid	0009-0003-0453-7374

ASESOR(ES)

Soto Oblea, Edward Jonathan	0000-0001-5267-0899

Lima, 06 de junio de 2026

DEDICATORIA

Dedicamos este trabajo a nuestros familiares y amigos, quienes nos brindaron su apoyo, motivación y confianza durante el desarrollo de esta investigación. Su acompañamiento constante y sus palabras de aliento fueron fundamentales para superar los desafíos presentados a lo largo de este proceso y alcanzar esta importante meta profesional.

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por brindarnos salud, fortaleza y perseverancia al desarrollar el presente trabajo.

A nuestros padres, por su apoyo incondicional desde nuestra etapa estudiantil y profesional, este logro les pertenece por ser los principales motivos para lograr nuestros objetivos.

A nuestro asesor, Edward Soto, por la orientación y sus aportes técnicos para el desarrollo de nuestro trabajo.

A nuestros amigos, por apoyarnos y motivarnos durante el desarrollo del trabajo.

RESUMEN

La presente investigación desarrolla el diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco niveles ubicado en Lima Metropolitana, con el propósito de garantizar un comportamiento adecuado frente a las solicitaciones gravitacionales y sísmicas establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). El estudio surge ante la problemática de la alta vulnerabilidad sísmica en viviendas autoconstruidas de mediana altura en Lima Metropolitana., situación que incrementa el riesgo tanto para la estructura como para los habitantes de esta.

La metodología aplicada comprende las etapas de estructuración, predimensionamiento, metrado de cargas, modelamiento tridimensional en ETABS, análisis sísmico estático y dinámico modal espectral, así como el diseño de los elementos de concreto armado conforme a las disposiciones de las normas E.020-2006, E.030-2018 y E.060-2026 del RNE. Asimismo, se verificaron los principales criterios sismorresistentes relacionados con derivas, periodos de vibración, cortantes basales e irregularidades estructurales.

Los resultados del análisis sísmico mostraron una deriva máxima de entrepiso de 0.006, valor inferior al límite de 0.007 establecido por la norma E.030. Por otro lado, se identificó irregularidad torsional en la dirección X por lo que se tuvo que considerar dicho factor de irregularidad al coeficiente sísmico estático, asimismo, fue necesario aplicar un factor de amplificación de 1.42 al sismo dinámico debido a que la cortante dinámica resultó menor que la cortante estática conforme indica la norma E.030. En base a estos resultados, se diseñaron las losas, vigas, columnas y placas de concreto armado con los criterios sísmicos especificados en la norma E.060 y complementados con los criterios del ACI 318-2025, cumpliendo con los requisitos sismorresistentes para una edificación multifamiliar de cinco niveles.

Palabras clave**:** Diseño estructural; concreto armado; análisis sísmico; comportamiento sismorresistente; edificio multifamiliar; ETABS, Puente Piedra.

Structural Design of a Five-Story Reinforced Concrete Building Located in Metropolitan Lima

ABSTRACT

This research develops the structural design of a five-story reinforced concrete building located in Metropolitan Lima, Peru, with the aim of ensuring adequate performance under gravity and seismic loads in accordance with the requirements established by the Peruvian National Building Regulations (RNE). The study addresses the high seismic vulnerability of medium-rise self-constructed housing in Metropolitan Lima, a condition that increases the risk of structural damage and human losses during seismic events.

The methodology included structural configuration, preliminary sizing of structural members, load estimation, three-dimensional modeling using ETABS software, static and dynamic response spectrum seismic analyses, and the design of reinforced concrete elements in accordance with Peruvian Standards E.020, E.030, and E.060. In addition, the main seismic performance criteria related to interstory drifts, vibration periods, base shear forces, and structural irregularities were verified.

The seismic analysis results showed a maximum interstory drift ratio of 0.006, which is below the limit of 0.007 established by Standard E.030. Furthermore, torsional irregularity was identified in the X direction, and an amplification factor of 1.42 was required because the dynamic base shear was lower than the minimum static base shear demand. Based on these results, the reinforced concrete slabs, beams, columns, and shear walls were designed according to Peruvian Technical Standards E.020, E.030, and E.060, complemented by the provisions of ACI 318. The resulting structure satisfies the requirements for strength, stiffness, and seismic performance for a five-story multifamily residential building.

Keywords: Structural design; reinforced concrete; seismic analysis; seismic-resistant behavior; multifamily building; ETABS; Puente Piedra.

Trabajo_75408580.pdf

INFORME DE ORIGINALIDAD

11%	11%	3%	4%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	repositorioacademico.upc.edu.pe Fuente de Internet	5%
2	hdl.handle.net Fuente de Internet	2%
3	tesis.usat.edu.pe Fuente de Internet	1%
4	Submitted to Universidad Politécnica del Perú Trabajo del estudiante	1%
5	upc.aws.openrepository.com Fuente de Internet	<1%
6	Submitted to ucal Trabajo del estudiante	<1%
7	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	<1%
8	Submitted to Universidad Americana Trabajo del estudiante	<1%
9	distancia.udh.edu.pe Fuente de Internet	<1%

TABLA DE CONTENIDOS

1 CAPÍTULO 1: DEFINICIÓN DEL PROYECTO 1

1.1 ANTECEDENTES 1

1.2 ANÁLISIS DEL PROBLEMA 1

1.3 ESTADO DEL ARTE 3

1.4 OBJETIVOS 4

1.4.1 General 4

1.4.2 Específicos 5

1.5 INDICADORES DE LOGRO DEL TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL 5

1.6 JUSTIFICACIÓN 6

1.7 LIMITACIONES 6

2 CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO 7

2.1 MARCO CONCEPTUAL 7

2.1.1 Estructuración 7

2.1.2 Predimensionamiento de elementos estructurales 7

2.1.3 Losas estructurales 7

2.1.4 Vigas estructurales 8

2.1.5 Columnas estructurales 8

2.1.6 Placas o muros estructurales 8

2.1.7 Análisis sísmico 8

2.2 ESTÁNDARES, MARCOS DE TRABAJO Y BUENAS PRÁCTICAS 9

2.3 BASES LEGALES Y MARCO NORMATIVO 9

3 CAPÍTULO 3: DESARROLLO DEL PROYECTO 10

3.1 DISEÑO DE LA SOLUCIÓN 10

3.2 DESARROLLO DE LA SOLUCIÓN 11

3.2.1 Descripción del proyecto 11

3.2.2 Estructuración 12

3.2.3 Predimensionamiento 12

3.2.4 Metrado de cargas 17

3.3 VALIDACIÓN DEL PROYECTO 20

3.3.1 Análisis sísmico de la edificación 20

3.3.2 Validación de criterios sismorresistentes 25
3.3.3 Diseño de los elementos estructurales 28
3.4 INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS 44
3.4.1 Criterios sismorresistentes 44
3.4.2 Diseño de los elementos de concreto armado 45
4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 47
4.1 CONCLUSIONES 47
4.2 RECOMENDACIONES 50
5 REFERENCIAS 51
6 ANEXOS 53

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Indicadores de logro 5
Tabla 2 Predimensionamiento de vigas principales 15
Tabla 3 Predimensionamiento de columnas centrales 16
Tabla 4 Predimensionamiento de columnas esquineras 16
Tabla 5 Metrado de cargas de las columnas 17
Tabla 6 Metrado de cargas de las placas 18
Tabla 7 Metrado de cargas de las vigas 18
Tabla 8 Metrado de cargas de las losas 19
Tabla 9 Carga muerta en losas 19
Tabla 10 Carga viva en losas 19
Tabla 11 Resumen de metrado de cargas 19
Tabla 12 Peso sísmico de la edificación 20
Tabla 13 Parámetros sísmicos 20
Tabla 14 Fuerzas laterales calculadas en la dirección X-X 22
Tabla 15 Fuerzas laterales calculadas en la dirección Y-Y 23
Tabla 16 Irregularidad de rigidez 25
Tabla 17 Irregularidad de resistencia 25
Tabla 18 Irregularidad extrema de rigidez 26
Tabla 19 Irregularidad extrema de resistencia 26
Tabla 20 Irregularidad de masa o peso 26
Tabla 21 Irregularidad torsional 26
Tabla 22 Irregularidad torsional extrema 26
Tabla 23 Derivas en la dirección X-X 27
Tabla 24 Derivas en la dirección Y-Y 27
Tabla 25 Verificación de cortante estática y dinámica 27
Tabla 26 Periodos de la estructura 28
Tabla 27 Propiedades de la viga B14 35
Tabla 28 Parámetros máximos y mínimos para el diseño de la viga 35
Tabla 29 Acero necesario para la viga B14 35
Tabla 30 Diseño final de la viga B14 36
Tabla 31 Fuerzas cortantes última y mayoradas 36
Tabla 32 Propiedades de la viga B14 36

Tabla 33 Verificación de estribaje 37
Tabla 34 Distribución de estribos final 37
Tabla 35 Propiedades de columna 38
Tabla 36 Puntos para el diagrama de interacción - C3 38

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Árbol del problema: causas y consecuencias 3
Figura 2 Flujograma de la Investigación 11
Figura 3 Planta típica de arquitectura 13
Figura 4 Distribución de cargas en losas 17
Figura 5 Masa sísmica calculada por ETABS 20
Figura 6 Load patterns para el sísmo estático en X e Y 21
Figura 7 Asignación de coeficiente sísmico a los load patterns sísmicos 22
Figura 8 Definición del mass source 22
Figura 9 Fuerzas laterales calculadas por ETABS en la dirección X-X 23
Figura 10 Fuerzas laterales calculadas por ETABS en la dirección Y-Y 23
Figura 11 Modelo matemático de la estructura en el ETABS 24
Figura 12 Gráfica de aceleración espectral en las direcciones X e Y 24
Figura 13 Importación del espectro y creación de los load cases en el ETABS 25
Figura 14 Momentos últimos en losa aligerada tramos 5-4 con A-B y B-C 29
Figura 15 Cortantes en losa aligerada tramos 5-4 con A-B y B-C 29
Figura 16 Solicitaciones de carga obtenidas de la C3 39
Figura 17 Solicitaciones de carga de todas las columnas de la edificación 39
Figura 18 Vista 3D de la placa P4 41
Figura 19 Verificación de elemento de borde para la placa P4 (L=3.10 m) en X 41
Figura 20 Primera iteración del diseño por flexo-compresión 42
Figura 21 Diagrama de interacción para la placa P4 42
Figura 22 Verificación y diseño por flexo-compresión de la placa P4 43

1 CAPÍTULO 1: DEFINICIÓN DEL PROYECTO

1.1 Antecedentes

El concreto armado constituye uno de los materiales más utilizados en la construcción de edificaciones multifamiliares en Lima Metropolitana debido a sus propiedades de resistencia, durabilidad y capacidad para disipar energía durante eventos sísmicos. En este sentido, Cárdenas (2019) señala que el adecuado diseño estructural de edificios de concreto armado permite garantizar la seguridad de los ocupantes y el cumplimiento de los requisitos establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones. Asimismo, el crecimiento urbano experimentado en la capital ha incrementado la demanda de edificaciones de mediana altura, siendo los edificios de cinco niveles una de las tipologías más frecuentes en proyectos residenciales.

Debido a la alta sismicidad del territorio peruano, el diseño estructural debe considerar criterios que permitan controlar desplazamientos, derivas y esfuerzos inducidos por movimientos sísmicos. Al respecto, Gómez (2022) indica que la aplicación de las disposiciones contenidas en las Normas E.030 Diseño Sismorresistente y E.060 Concreto Armado resulta fundamental para lograr estructuras seguras y con un comportamiento adecuado frente a las solicitaciones sísmicas. Del mismo modo, el empleo de herramientas computacionales para el análisis estructural ha permitido obtener resultados más precisos en la evaluación del desempeño de las edificaciones.

Por otro lado, Carrascal (2021) sostienen que la correcta estructuración de pórticos, placas y sistemas de losas influye directamente en la rigidez y estabilidad global de la edificación, especialmente en zonas sísmicas como Lima Metropolitana. En consecuencia, el diseño estructural de edificios de concreto armado representa una etapa fundamental dentro del proceso constructivo, ya que permite optimizar la distribución de elementos resistentes y garantizar el cumplimiento de los criterios de seguridad exigidos por la normativa vigente.

1.2 Análisis del Problema

A nivel global, la vulnerabilidad sísmica se define como el grado en que un sistema, ya sea social o físico, puede verse afectado por un sismo y su limitada capacidad de respuesta y recuperación frente a este (Ocola, 2005). En países en desarrollo, una de las prácticas más comunes es la autoconstrucción, generalmente realizada sin

asesoramiento técnico y con mano de obra no especializada, lo que genera deficiencias estructurales, ausencia de documentación y restricciones económicas (Nieva et al., 2021). En concordancia, Astroza et al. (2005) señalan que las edificaciones con diseño estructural inadecuado presentan mayores niveles de daño ante eventos sísmicos, evidenciando la relación directa entre fallas técnicas y vulnerabilidad.

En el contexto nacional, esta problemática se intensifica debido a la alta proporción de viviendas construidas sin criterios técnicos. Se estima que cerca del 70% de las edificaciones no cuentan con supervisión profesional ni cumplen el Reglamento Nacional de Edificaciones (Rojas, 2024), lo que incrementa el riesgo sísmico. Además, el Instituto Nacional de Defensa Civil reporta que el 61.4% de las viviendas en distritos de Lima presentan alto riesgo estructural (INDECI, 2001), lo que evidencia la magnitud del problema y la necesidad de intervenir en las condiciones actuales del parque habitacional.

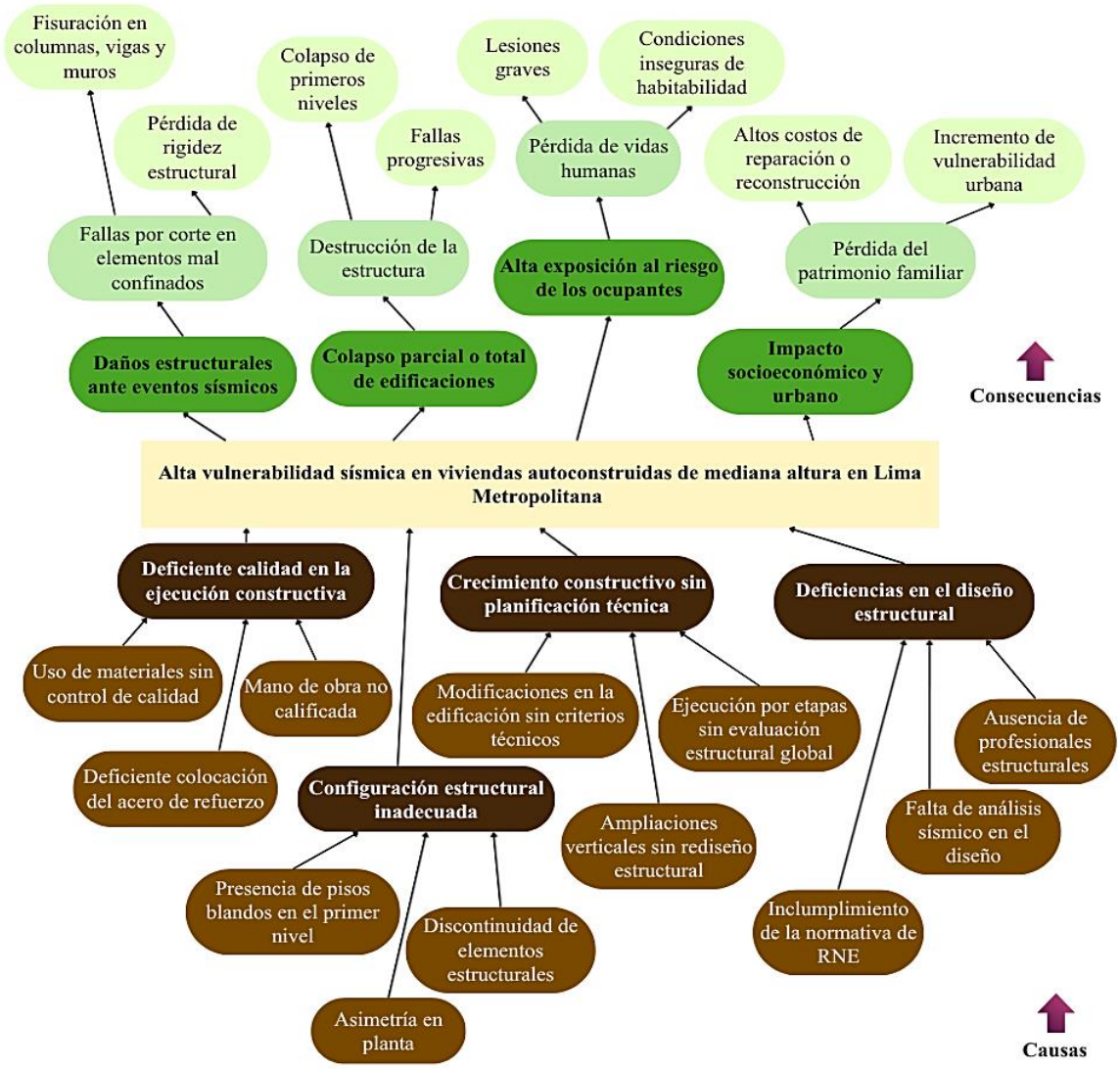
En Lima Metropolitana, esta situación está estrechamente vinculada a factores socioeconómicos y al crecimiento urbano desordenado. Gran parte de la población pertenece a los niveles C y D, lo que limita el acceso a servicios profesionales (Ipsos Perú, 2021) y fomenta procesos constructivos progresivos sin planificación. Esta expansión urbana sin control adecuado refuerza la necesidad de implementar asesoramiento técnico que mejore la seguridad estructural (Nieva et al., 2021). En este contexto, se plantea como problema de investigación la alta vulnerabilidad sísmica en viviendas autoconstruidas de mediana altura en Lima Metropolitana.

La investigación se enfoca en el diseño estructural de una edificación de cinco niveles, considerando el análisis y dimensionamiento de sus elementos bajo cargas gravitacionales y sísmicas, conforme al RNE. Se excluyen aspectos arquitectónicos, instalaciones y la fase constructiva, así como el uso de otros materiales estructurales; por tanto, el estudio busca contribuir a la reducción de la vulnerabilidad sísmica mediante una adecuada propuesta de diseño estructural aplicada a este tipo de edificaciones.

A continuación, se presenta las características identificadas del problema planteado en la investigación usado un árbol del problema en la Figura 1.

Figura 1

Árbol del problema: causas y consecuencias



1.3 Estado del Arte

El estudio de Sebahire et al. (2025), realizaron una comparación en el diseño de un edificio comercial de pórticos en base a la norma americana ACI 318 y la norma británica EN 1992. Analiza el diseño tanto de columnas, vigas y losas, concluyendo que, al diseñar con el ACI 318 conlleva a una mayor cuantía de acero por cada sección de concreto, mientras que al diseñar con la EN 1992 la cantidad de acero por elemento disminuye.

Actualmente, la mayoría de las edificaciones de gran altura necesitan la presencia de muros estructurales incluyendo los sistemas de transferencia (vigas, cerchas u otros). En base a esto, Mitra et al. (2024) realizaron un estudio comparativo entre las vigas y

cerchas de transferencia resaltando su uso específico solo en zonas de baja sismicidad, debido a que estos elementos pueden producir una concentración de esfuerzos o un aumento en las derivas debido a cambios del 75% en la rigidez de piso.

La investigación de Rakha et al. (2023) permitió diseñar y evaluar dos edificaciones bajo cargas de nieve en base a la norma India IS 875:1987 en una zona III. Como herramienta utilizaron el programa ETABS y STAAD.PRO. El objetivo principal fue desarrollar una guía para el análisis de edificaciones y a su vez verificar la estabilidad estructural de la edificación existente de 3 pisos.

De forma similar, Sivakumar et al. (2023) analizó el comportamiento estructural de un edificio de diez pisos usando también la norma india en una zona sísmica III empleando el software ETABS. En este caso, se evaluaron parámetros como desplazamientos, derivas y fuerzas cortantes. Los resultados indicaron una deriva máxima de 0.004978 en el sexto piso, un desplazamiento máximo de 153.6 mm en el noveno piso y una cortante basal de 7026.56 kN. Los autores concluyeron que el análisis dinámico modal espectral es el más adecuado en zonas de alta sismicidad y recomiendan un análisis no lineal para edificaciones con mayor cantidad de pisos.

Por otro lado, Abate et al. (2025) indican que, aunque Etiopía se encuentra en una zona de alta actividad sísmica, no se cuenta con una norma adecuada para el diseño de edificaciones, por lo que se utilizan códigos europeos que podrían no ser los más apropiados al no considerar factores propios del suelo etíope. Por ello, los autores analizaron un edificio de 44 pisos del cual concluyeron que los métodos por análisis lineales ignoran las demandas sísmicas reales. Para demostrar ello, utilizaron registros sísmicos y los incorporaron en modelos no lineales, verificando que los resultados fueron mayores que los obtenidos al realizar un análisis lineal. Las derivas fueron un 26.5% mayores, por consiguiente, los desplazamientos se incrementaron en un 25.7%, por último, las fuerzas cortantes un 15.4% y los momentos de volteo un 27.5% mayores.

1.4 Objetivos

1.4.1 General

Diseñar estructuralmente un edificio de concreto armado de 5 niveles ubicado en Lima Metropolitana

1.4.2 Específicos

- Realizar el predimensionamiento, estructuración y metrado de cargas del edificio de 5 niveles
- Realizar el análisis sísmico estático y dinámico de acuerdo con la E. 030 para verificar su comportamiento estructural
- Diseñar los elementos estructurales sismorresistentes de acuerdo con la E. 060
- Elaborar los planos estructurales donde se indique el detallado estructural del acero de refuerzo en los elementos estructurales

1.5 Indicadores de logro del Trabajo de Suficiencia Profesional

En la Tabla 1 se muestran los indicadores de logro del Trabajo de suficiencia profesional definidos junto a sus respectivas unidades de medida y descripción.

Tabla 1
Indicadores de logro

Indicador	Unidad de medida	Descripción
Periodo de la edificación	Segundo (s)	Tiempo en el que la estructura tarda en completar una oscilación completa.
Desplazamientos de entrepiso	Longitud (mm)	Es el desplazamiento máximo que alcanza cada piso.
Deriva de entrepiso	Adimensional	Distorsión relativa entre pisos de una edificación.
Cortante basal	Kilogramo-Fuerza (Kgf)	Es el peso sísmico de la edificación ($V = \frac{ZUCS}{R} \times P$).
Cuantía de acero	Porcentaje (%)	Es el porcentaje de acero de refuerzo que contiene cada elemento estructural.

1.6 Justificación

La investigación tiene un impacto en la sociedad; primero, a nivel global, al igual que en el Perú los países que se ubican en el cinturón de fuego del pacífico tienen una mayor probabilidad de pérdidas humanas ante un sismo debido a la magnitud por la ubicación en la que se encuentran, razón por la cual es importante realizar un correcto diseño estructural en las distintas edificaciones para reducir el riesgo de colapso ante un sismo. Segundo, a nivel económico, un correcto diseño permite una correcta coherencia en los planos, evitando incertidumbres y posibles retrabajos en obra, además al realizar un correcto análisis estructural se garantiza la estabilidad estructural antes movimientos sísmicos. En cuanto al alcance técnico, el estudio se ciñe a la aplicación del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), así como a las disposiciones contenidas en las normas E.020, E.030 y E.060.

1.7 Limitaciones

- Precisión de los parámetros de entrada: El desarrollo del modelo estructural requiere la definición de parámetros como cargas, propiedades de materiales y condiciones del suelo, los cuales en algunos casos se basan en valores normativos o supuestos teóricos.
- Etapa constructiva: El trabajo se centra en el desarrollo del diseño estructural, dejando fuera del análisis diversos factores vinculados a la etapa de ejecución de la obra. Por lo que, no se abordarán aspectos prácticos como la calidad de los materiales empleados ni los procesos de supervisión y control de la mano de obra durante la construcción.
- Representación del modelo estructural: El edificio se diseña conforme al RNE y buenas prácticas, por lo que no representa las condiciones reales de las viviendas autoconstruidas, caracterizadas por deficiencias e irregularidades. Esto limita la comparación directa con su vulnerabilidad sísmica, orientando el estudio a una solución ideal más que a un diagnóstico real, el cual requeriría ensayos para determinar las propiedades reales de los elementos estructurales.

2 CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1 Marco Conceptual

2.1.1 Estructuración

La estructuración de una edificación consiste en la disposición adecuada de los elementos resistentes con el fin de garantizar estabilidad, rigidez y un comportamiento sísmico favorable. Para ello, se busca mantener configuraciones simples, continuas y, en lo posible, simétricas tanto en planta como en elevación, reduciendo irregularidades que puedan afectar la respuesta estructural. Asimismo, una correcta estructuración permite una adecuada transmisión de cargas gravitacionales y laterales hacia la cimentación, optimizando el desempeño global de la edificación frente a solicitaciones sísmicas (Blanco Blasco, 1994).

2.1.2 Predimensionamiento de elementos estructurales

El predimensionamiento constituye una etapa preliminar del diseño estructural en la que se establecen dimensiones iniciales para vigas, columnas, losas y placas estructurales. Estas dimensiones se determinan mediante criterios empíricos y relaciones recomendadas en función de las luces, cargas y características del sistema resistente. El objetivo principal es obtener elementos con rigidez y resistencia suficientes para iniciar el modelamiento estructural y el posterior análisis sísmico de la edificación (Blanco Blasco, 1994).

2.1.3 Losas estructurales

Las losas son elementos estructurales horizontales encargados de transmitir las cargas hacia vigas y columnas. Además de soportar cargas gravitacionales, cumplen un papel importante en la distribución de fuerzas sísmicas mediante su comportamiento como diafragma rígido. En edificaciones de concreto armado se emplean comúnmente losas aligeradas y losas macizas, dependiendo de las luces y requerimientos arquitectónicos. Su diseño y espesor deben garantizar resistencia, rigidez y control adecuado de deformaciones (Blanco Blasco, 1994).

2.1.4 Vigas estructurales

Las vigas son elementos lineales cuya función principal es recibir las cargas provenientes de las losas y transmitirlas hacia las columnas. Estas pueden clasificarse en vigas peraltadas y vigas chatas, dependiendo de sus dimensiones y función dentro del sistema estructural. Además de resistir cargas gravitacionales, las vigas participan en la disipación de energía durante eventos sísmicos, contribuyendo a la estabilidad y ductilidad de la estructura (Nilson et al., 2004).

2.1.5 Columnas estructurales

Las columnas son elementos verticales encargados de transmitir las cargas de la estructura hacia la cimentación. Debido a su importancia dentro del sistema resistente, deben poseer suficiente capacidad a compresión, rigidez y ductilidad para soportar tanto cargas gravitacionales como acciones sísmicas. Una adecuada distribución y dimensionamiento de columnas favorece un comportamiento estructural uniforme y reduce la probabilidad de fallas por concentración de esfuerzos (Blanco Blasco, 1994).

2.1.6 Placas o muros estructurales

Las placas estructurales son elementos de concreto armado diseñados para resistir principalmente fuerzas laterales producidas por sismos. Su incorporación en edificaciones permite incrementar significativamente la rigidez lateral y controlar los desplazamientos entre pisos. Asimismo, contribuyen a mejorar la estabilidad estructural y a reducir la demanda sísmica sobre los pórticos. La ubicación y dimensiones de las placas deben plantearse estratégicamente para evitar irregularidades y lograr una adecuada distribución de esfuerzos (Blanco Blasco, 1994).

2.1.7 Análisis sísmico

El análisis sísmico permite evaluar la respuesta de la estructura frente a acciones dinámicas producidas por los sismos. Mediante este procedimiento se determinan desplazamientos, derivas, fuerzas internas y deformaciones en los diferentes elementos estructurales. Su finalidad es verificar que la edificación cumpla con los requisitos de seguridad, estabilidad y desempeño establecidos por la normativa sísmica vigente, garantizando un comportamiento adecuado ante eventos de gran intensidad (Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030, 2018).

2.2 Estándares, Marcos de trabajo y buenas prácticas

- Modelo matemático en el software: Se busca una representación cercana a la etapa constructiva de la edificación. Para ello, se debe verificar que se encuentre correctamente dibujado en el ETABS con la herramienta "*Check model*", evitando losas mal dibujadas o uniones incorrectas.
- Análisis sísmico: Se trabajará con la norma E.030 – 2025 la cual contempla una modificación en el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones, por lo tanto, se incluirá dicho espectro al desarrollar el análisis dinámico modal espectral.
- Diseño de concreto armado: Los elementos estructurales se diseñarán por resistencia, considerando esfuerzos axiales, de corte y de flexión resultado de las cargas mayoradas aplicadas a la edificación según la norma E.060.

2.3 Bases Legales y Marco Normativo

El análisis y diseño de la edificación tendrá bases en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) el cual contiene a las distintas normas de estructuras que se utilizarán en la presente investigación.

- Norma E.020 – Cargas
- Norma E.030 – Diseño sismorresistente
- Norma E-060 – Concreto armado

3 CAPÍTULO 3: DESARROLLO DEL PROYECTO

3.1 Diseño de la Solución

El presente trabajo tiene como objetivo principal realizar el análisis y diseño estructural de una edificación de 5 niveles, asegurando su cumplimiento con las normas vigentes en el Perú. Para alcanzar este objetivo, se ha planteado una secuencia de etapas metodológicas que permiten desarrollar el proyecto de manera ordenada y consistente.

I. Recolección de información: En esta primera etapa se reúne la información técnica y normativa necesaria para sustentar el desarrollo del proyecto. Se consideran factores como la ubicación del edificio, la zonificación sísmica correspondiente al distrito del Puente Piedra, las características del suelo obtenidas a partir de estudios geotécnicos y el uso previsto de la edificación. Asimismo, se revisan y seleccionan las normas técnicas aplicables, entre ellas la E.020 (Cargas), E.030 (Diseño Sismorresistente) y E.060 (Concreto Armado), que servirán como base para el diseño.

II. Predimensionamiento y estructuración: Con base en los planos arquitectónicos, se propone una disposición inicial de los principales elementos estructurales, tales como columnas, vigas y muros. De manera complementaria, se asignan dimensiones preliminares a estos elementos, considerando tanto los criterios establecidos en la normativa peruana como referencias técnicas de autores especializados, buscando una configuración estructural adecuada.

III. Metrado de Cargas: Se determinan y cuantifican las cargas que actuarán sobre la estructura, tales como cargas muertas, cargas vivas y cargas sísmicas, de acuerdo con lo establecido en la normativa vigente.

IV. Modelado y análisis estructural: En esta fase se construye el modelo de la edificación empleando el software ETABS. Posteriormente, se lleva a cabo el análisis estructural, incluyendo la evaluación sísmica mediante métodos estáticos equivalentes y análisis modal espectral. Durante este proceso se analizan parámetros como desplazamientos, derivas, fuerzas cortantes y momentos, lo que permite entender el comportamiento global de la estructura frente a solicitaciones sísmicas.

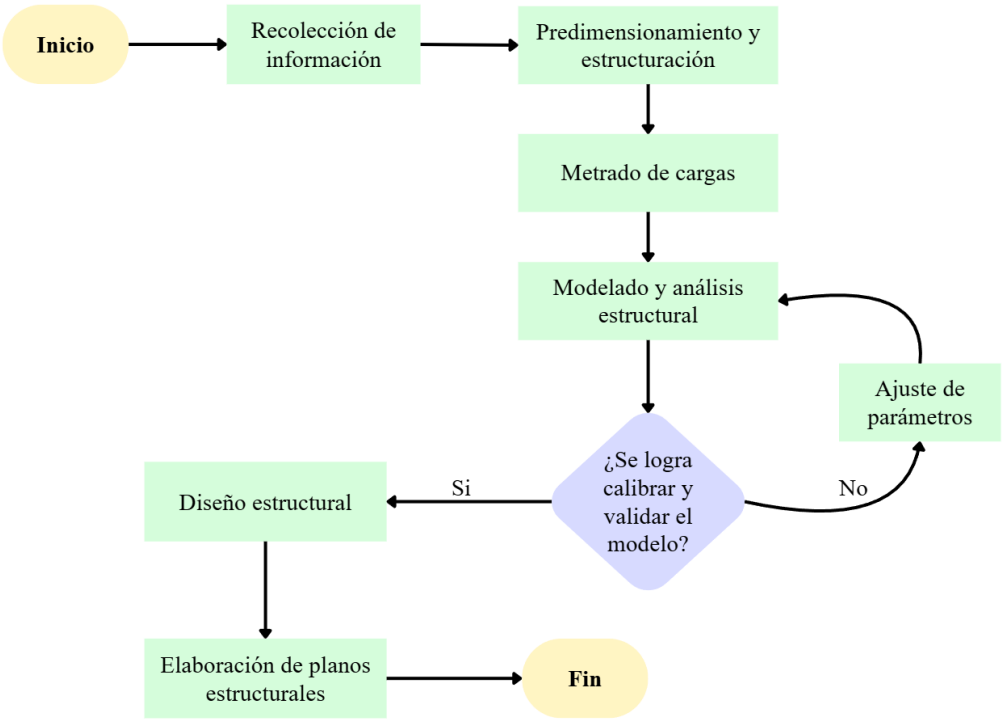
V. Diseño estructural: A partir de los resultados obtenidos en el análisis, se procede con el diseño de los elementos estructurales, verificando que cumplan con los requisitos de seguridad y desempeño establecidos en la Norma E.060.

VI. Elaboración de planos estructurales: Finalmente, se elaboran los planos técnicos que detallan la disposición, dimensiones y refuerzo de los elementos estructurales, los cuales servirán como guía para la ejecución del proyecto.

A continuación, se presenta el flujograma para este trabajo en la Figura 2:

Figura 2

Flujograma de la Investigación



Nota: El flujo realizado representa la secuencia de actividades por realizar en el trabajo.

3.2 Desarrollo de la Solución

3.2.1 Descripción del proyecto

El proyecto está ubicado en el distrito de Puente Piedra, en la ciudad de Lima Metropolitana. Se trata de un edificio multifamiliar construido sobre un terreno de 120.25 m², con un total de 5 niveles. Al no contar con un estudio de mecánica de suelos para la unidad de estudio, se consideró el mismo tipo de suelo identificado en el "Estudio de Mecánica de Suelos con fines de cimentación para la Creación de los servicios deportivos del campo deportivo La Ensenada", correspondiente a un suelo

tipo S2 (OM Minería y Geotecnia S.A.C, 2016), debido a la cercanía de dicho proyecto con la ubicación de la edificación analizada.

En el primer piso se ha diseñado un nivel que incluye una bodega, garaje, comedor, sala, cocina, baño principal, baño de invitados, lavandería y 2 dormitorios. Los 4 niveles superiores serán típicos y están compuestos por tres dormitorios, sala, comedor, depósito, baño, cocina, lavandería y tendal.

3.2.2 Estructuración

La disposición de los elementos estructurales se ha planteado de forma coherente con la arquitectura del proyecto de la Figura 3 procurando lograr un balance entre lo estético y lo funcional. Se ha optado por una configuración estructural simple, siguiendo los criterios establecidos en la E .030.

Con el fin de facilitar el análisis estructural y obtener resultados que reflejen adecuadamente el comportamiento real del edificio, se ha elegido una distribución simétrica de los elementos verticales. Esta simetría mejora la respuesta frente a acciones sísmicas y hace más sencillo el proceso de modelado.

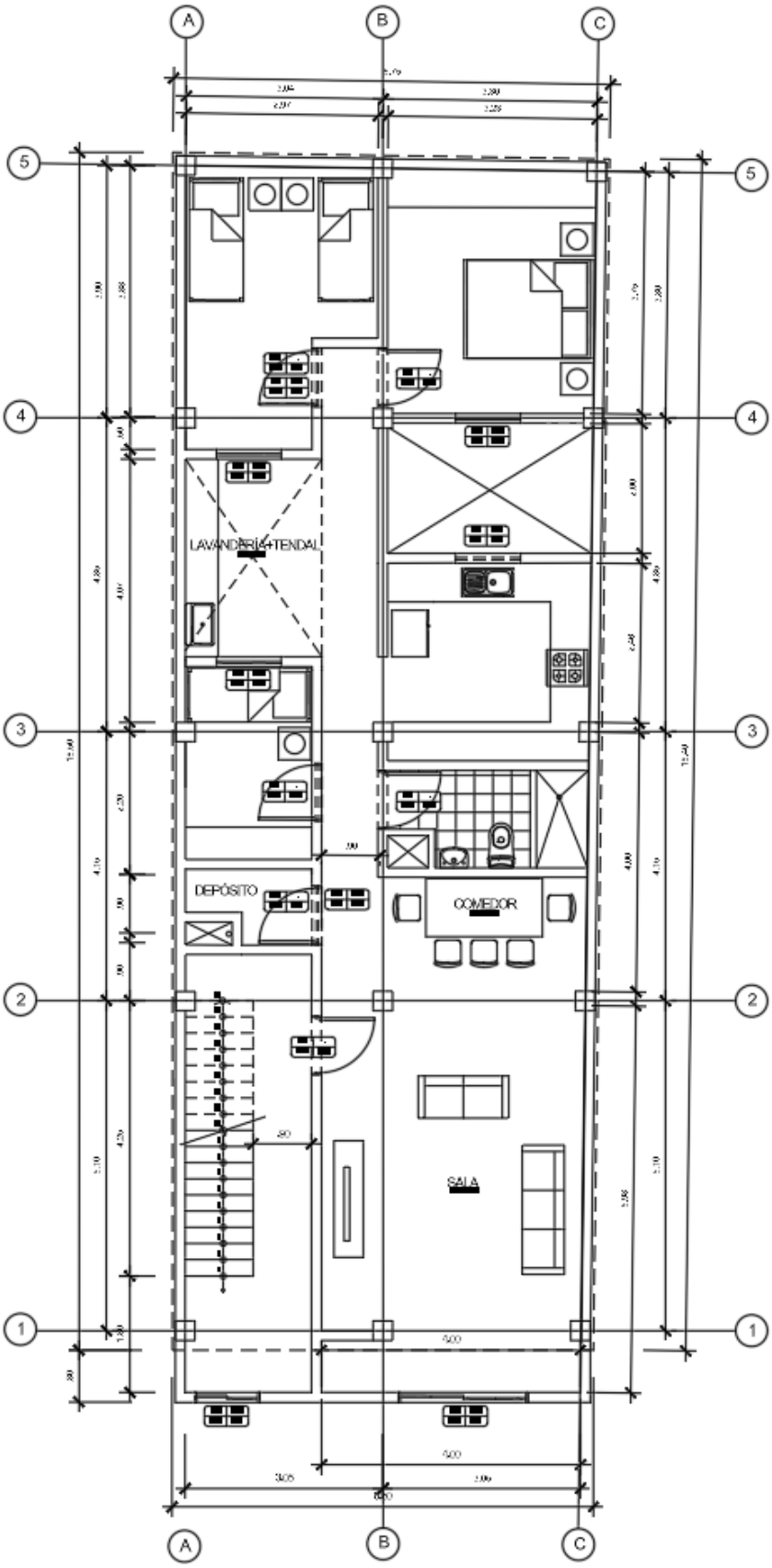
Por otro lado, los ejes estructurales se han definido bajo principios de simplicidad y uniformidad, permitiendo la ubicación estratégica de elementos resistentes como vigas y columnas. Además, se ha procurado asegurar la continuidad estructural tanto en planta como en altura, lo cual resulta clave para mantener la rigidez global del sistema y evitar irregularidades que puedan afectar su desempeño.

3.2.3 Predimensionamiento

Se describe el proceso de predimensionamiento de los elementos estructurales definidos en la unidad de estudio tales como losa, vigas, columnas y muros estructurales el cual consiste en asignar dimensiones iniciales a los elementos con base en criterios normativos, relaciones empíricas y recomendaciones de la práctica ingenieril. En este trabajo se tomará como guía el predimensionamiento propuesto por Blanco (1994) en su libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”.

Figura 3

Planta típica de arquitectura



a) Losas aligeradas

Para definir el peralte de la losa se usa la dimensión de la luz libre mayor en la dirección más corta siguiendo el siguiente criterio:

$$h(espesor) = \frac{Luz\ libre}{25}$$

Tomando en cuenta que el paño más corto está en la dirección X, se tiene un valor mayor de 3.30 m y se obtiene un espesor de 0.13 m. Para fines prácticos se asume que la losa aligerada unidireccional será de 0.20 m de espesor. Para paños donde la relación de largo y ancho sea menor a 2 m se asumirá una losa bidireccional aligerada de 0.20 m.

b) Losas macizas

Las losas macizas estarán destinadas a ambientes como baños, cocina y volados; por ello, es necesario realizar su predimensionamiento para el análisis sísmico de la edificación. Para determinar su espesor se consideraron dos criterios.

Primer criterio:

$$e_{min} = Máximo(\frac{Perímetro}{180} \wedge \frac{Luz\ libre}{40})$$

Segundo criterio:

$$e_{max} = H_{aligerado} - 0.05$$

Tomando en cuenta que el perímetro de la estructura en planta es de 11.64 m y que la luz libre es de 3.19 m, se obtuvo un espesor mínimo de 0.08 m y un espesor máximo de 0.15 m. Sin embargo, con el fin de mantener uniformidad y continuidad en el sistema estructural, se adoptó un espesor final de 0.20 m para las losas macizas.

c) Vigas

Dentro de las vigas identificadas se encuentran las vigas peraltadas, que funcionan como elementos principales de los pórticos para distribuir las cargas hacia las columnas; las vigas en volado, que servirán como soporte de las losas macizas ubicadas en el volado; y las vigas chatas, cuya función será cerrar paños y mantener el mismo espesor de la losa. La ubicación de cada una fue definida de acuerdo con la distribución arquitectónica, considerando además una adecuada estructuración del

sistema para garantizar una correcta transmisión y soporte de las cargas de la edificación.

Vigas peraltadas:

Los peraltes de las vigas principales se determinan como 1/10 o 1/12 de la luz libre del paño. Asimismo, la norma E.060, indica que deben tener un espesor mínimo de 25 cm. Ante ello se muestra los valores determinados de cada luz libre identificada en el plano en la Tabla 2.

Tabla 2
Predimensionamiento de vigas principales

Largo de vigas	L/10	L/12	Peralte	Ancho
5.10 m – Eje Y	0.51	0.43	0.50	0.30
4.15 m – Eje Y	0.42	0.35	0.45	0.30
4.85 m – Eje Y	0.49	0.40	0.50	0.30
3.90 m – Eje Y	0.39	0.33	0.40	0.30
3.10 m – Eje X	0.31	0.26	0.35	0.25

Finalmente, considerando el ancho del elemento definido en el plano arquitectónico, se obtienen dimensiones preliminares para las vigas peraltadas de 25×40 cm en la dirección X y 30×50 cm en la dirección Y.

Vigas en volado:

Estas vigas serán una continuación a las vigas principales para que cumplan la misma función y a la vez amarren a las macizas del volado. El largo de las vigas principales cerca a los volados es de 5.1 metros por lo que serán de 25x50 cm.

Vigas chatas:

Como se indicó previamente, estas tendrán un espesor igual a las losas adyacentes a ellas, y el ancho será igual a lo mínimo, por ello se considera un espesor de 0.20 m y un ancho de 0.25 m.

d) Columnas

Para su predimensionamiento se debe considerar el área tributaria de las columnas y su carga axial. Por ello se puede obtener las dimensiones siguiendo los siguientes criterios.

Para las columnas centrales se considera la siguiente expresión ya que reciben mayor carga axial:

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

Para las columnas esquineras o excéntricas se tiene el siguiente criterio:

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

Para el trabajo se considerará que la resistencia a la compresión del concreto será igual a f'c=210 kg/cm.

Para obtener la carga de servicio, se toma en cuenta la categoría de la edificación según la E.030, el cual es clasificada como "Tipo C", el área tributaria de cada columna y el número de pisos de la estructura que es 5 niveles en este caso. Asimismo, se aplica la siguiente fórmula:

$$P_{servicio} = P * A_{tributaria} * N_{pisos}$$

Ya que el tipo de edificación es C, la carga P (carga de servicio de uso práctico) es de 1.00 ton/m2 según un promedio estimado de cálculos prácticos según la E.030.

Ya con ello se tienen las siguientes dimensiones según la posición de la columna en la Tabla 3 y 4.

Tabla 3

Predimensionamiento de columnas centrales

Áreas tributarias (m2)	Columnas	Pservicio (kg)	Área requerida (cm2)	Sección escogida
13.35	C B-4	66750	706.35	25x30
13.74	C B-3	68700	726.98	25x30
14.13	C B-2	70650	747.62	25x30

Tabla 4

Predimensionamiento de columnas esquineras

Áreas tributarias (m2)	Columnas	Pservicio (kg)	Área requerida (cm2)	Sección escogida
2.96	C A-5	14800	201.36	25x25
3.29	C C-5	16450	223.81	25x25
6.65	C A-4	33250	452.38	25x25
7.50	C C-4	37500	510.20	25x25
6.85	C A-3	34250	465.99	25x25
7.31	C C-3	36550	497.28	25x25
3.87	C A-1	19350	263.27	25x25
3.93	C C-1	19650	267.35	25x25
5.82	C B-5	29100	307.94	25x25
7.79	C B-1	38950	412.17	25x25

Con el fin de lograr una mayor uniformidad en la rigidez y resistencia del sistema estructural, se uniformizó la sección de las columnas a 30x30. Esta consideración permite mejorar la distribución de esfuerzos y reducir posibles concentraciones de rigidez entre elementos, favoreciendo un comportamiento sísmico más regular y una respuesta estructural más estable ante solicitaciones laterales.

e) Placa

Las placas estructurales fueron predimensionadas considerando su función principal dentro del sistema resistente a fuerzas sísmicas, debido a que estos elementos aportan rigidez lateral y contribuyen a reducir las deformaciones de la edificación. Asimismo, siguiendo las recomendaciones de Blanco Blasco para edificaciones de concreto armado, se adoptó un espesor de 15 cm, valor adecuado para edificaciones de mediana altura con una distribución apropiada de placas en planta. En ese sentido, se dispuso dos placas de 15 cm × 1.00 m en los bordes del eje Y del plano estructural.

3.2.4 Metrado de cargas

Para realizar el metrado de cargas de la estructura se tendrá en cuenta la distribución de cargas muertas y vivas como indica la Figura 4. El metrado se realizó a fin de obtener el peso sísmico de la estructura y verificar los resultados con los obtenidos por el software. En las Tablas 5, 6, 7 y 8 se muestra el metrado de carga de las columnas, placas, vigas y losas, respectivamente. Asimismo, en la Tabla 9 y 10 se cuenta con las cargas muertas y vivas de las losas. Finalmente, en la Tabla 11 se cuenta con el resumen de metrados, en la Tabla 12 el peso sísmico de la estructura y en la Figura 05, la masa sísmica calculada con Etabs.

Figura 4

Distribución de cargas en losas

	Altura	PP	CM	Live	Live up
Techo N°5	-	300 kgf/m²		-	100 kgf/m²
Techo N°4	1.25 m	300 kgf/m²	100 kgf/m²	200 kgf/m²	-
Techo N°3	2.50 m	300 kgf/m²	100 kgf/m²	200 kgf/m²	-
Techo N°2	2.50 m	300 kgf/m²	100 kgf/m²	200 kgf/m²	-
Techo N°1	2.50 m	300 kgf/m²	100 kgf/m²	200 kgf/m²	-
	2.50 m	-	-	-	-

Tabla 5

Metrado de cargas de las columnas

Columnas

Piso	Cantidad	Largo	Ancho	Peso
5° piso	11	0.35 m	0.35 m	4.04 tonf
4° piso	11	0.35 m	0.35 m	8.09 tonf
3° piso	11	0.35 m	0.35 m	8.09 tonf
2° piso	11	0.35 m	0.35 m	8.09 tonf
1° piso	11	0.35 m	0.35 m	8.09 tonf

Tabla 6

Metrado de cargas de las placas

Placas				
Piso	**Cantidad**	**Largo**	**Ancho**	**Peso**
5° piso - X	1	7.40 m	0.20 m	4.44 tonf
5° piso -Y	1	5.50 m	0.25 m	4.13 tonf
4° piso - X	1	7.40 m	0.20 m	8.88 tonf
4° piso - Y	1	5.50 m	0.25 m	8.25 tonf
3° piso - X	1	7.40 m	0.20 m	8.88 tonf
3° piso - Y	1	5.50 m	0.25 m	8.25 tonf
2° piso - X	1	7.40 m	0.20 m	8.88 tonf
2° piso - Y	1	5.50 m	0.25 m	8.25 tonf
1° piso - X	1	7.40 m	0.20 m	8.88 tonf
1° piso - Y	1	5.50 m	0.25 m	8.25 tonf

Tabla 7

Metrado de cargas de las vigas

Vigas				
Piso	**Largo**	**Base**	**Peralte**	**Peso**
Techo N°5	25.00 m	0.25 m	0.20 m	3.00 tonf
Techo N°5	31.60 m	0.30 m	0.50 m	11.38 tonf
Techo N°5	53.60 m	0.35 m	0.50 m	22.51 tonf
Techo N°4	25.00 m	0.25 m	0.20 m	3.00 tonf
Techo N°4	31.60 m	0.30 m	0.50 m	11.38 tonf
Techo N°4	53.60 m	0.35 m	0.50 m	22.51 tonf
Techo N°3	25.00 m	0.25 m	0.20 m	3.00 tonf
Techo N°3	31.60 m	0.30 m	0.50 m	11.38 tonf
Techo N°3	53.60 m	0.35 m	0.50 m	22.51 tonf
Techo N°2	25.00 m	0.25 m	0.20 m	3.00 tonf
Techo N°2	31.60 m	0.30 m	0.50 m	11.38 tonf
Techo N°2	53.60 m	0.35 m	0.50 m	22.51 tonf
Techo N°1	25.00 m	0.25 m	0.20 m	3.00 tonf
Techo N°1	31.60 m	0.30 m	0.50 m	11.38 tonf

Techo N°1	53.60 m	0.35 m	0.50 m	22.51 tonf

Tabla 8

Metrado de cargas de las losas

Losas				
Piso	**Maciza**	**Aligerada**	**Espesor (m)**	**Peso**
Techo N°5	20.77 m²	83.51 m²	0.20 - 0.05	19.99 tonf
Techo N°4	20.77 m²	83.51 m²	0.20 - 0.05	19.99 tonf
Techo N°3	20.77 m²	83.51 m²	0.20 - 0.05	19.99 tonf
Techo N°2	20.77 m²	83.51 m²	0.20 - 0.05	19.99 tonf
Techo N°1	20.77 m²	83.51 m²	0.20 - 0.05	19.99 tonf

Tabla 9

Carga muerta en losas

Carga muerta en losas				
Piso	**Maciza**	**Aligerada**	**CM**	**Peso**
Techo N°5	20.77 m²	83.51 m²	0.30 tonf/m²	25.05 tonf
Techo N°4	20.77 m²	83.51 m²	0.40 tonf/m²	35.48 tonf
Techo N°3	20.77 m²	83.51 m²	0.40 tonf/m²	35.48 tonf
Techo N°2	20.77 m²	83.51 m²	0.40 tonf/m²	35.48 tonf
Techo N°1	20.77 m²	83.51 m²	0.40 tonf/m²	35.48 tonf

Tabla 10

Carga viva en losas

Carga viva en losas				
Piso	**Maciza**	**Aligerada**	**CV**	**Peso**
Techo N°5	20.77 m²	83.51 m²	0.10 tonf/m²	10.43 tonf
Techo N°4	20.77 m²	83.51 m²	0.20 tonf/m²	20.86 tonf
Techo N°3	20.77 m²	83.51 m²	0.20 tonf/m²	20.86 tonf
Techo N°2	20.77 m²	83.51 m²	0.20 tonf/m²	20.86 tonf
Techo N°1	20.77 m²	83.51 m²	0.20 tonf/m²	20.86 tonf

Tabla 11

Resumen de metrado de cargas

Resumen de metrado de cargas				
Piso	**PP**	**CM**	**Live**	**Live up**
Techo N°5	59.47 tonf	25.05 tonf		10.43 tonf
Techo N°4	72.07 tonf	35.48 tonf	20.86 tonf	
Techo N°3	72.07 tonf	35.48 tonf	20.86 tonf	

Techo N°2	72.07 tonf	35.48 tonf	20.86 tonf	
Techo N°1	72.07 tonf	35.48 tonf	20.86 tonf	
Total	**347.76 tonf**	**166.98 tonf**	**83.42 tonf**	**10.43 tonf**

Tabla 12

Peso sísmico de la edificación

Resumen de metrado de cargas				
Piso	**CM**	**CV**	**CM+25%CV**	**ETABS**
Techo N°5	84.52 tonf	2.61 tonf	87.13 tonf	87.12 tonf
Techo N°4	107.55 tonf	5.21 tonf	112.77 tonf	112.76 tonf
Techo N°3	107.55 tonf	5.21 tonf	112.77 tonf	112.76 tonf
Techo N°2	107.55 tonf	5.21 tonf	112.77 tonf	112.76 tonf
Techo N°1	107.55 tonf	5.21 tonf	112.77 tonf	112.76 tonf
Total	**514.73 tonf**	**23.46 tonf**	**538.20 tonf**	**538.18 tonf**

Figura 5

Masa sísmica calculada por ETABS

Story	UX kg	UY kg	UZ kg
Story5	87122.663	87122.663	0
Story4	112764.225	112764.225	0
Story3	112764.225	112764.225	0
Story2	112764.225	112764.225	0
Story1	112764.225	112764.225	0
Base	12607.5	12607.5	0

3.3 Validación del Proyecto

3.3.1 Análisis sísmico de la edificación

a. Parámetros sísmicos

A continuación, se describirán los parámetros propios del proyecto en base a la norma E.030 – 2026 en la Tabla 13.

Tabla 13

Parámetros sísmicos

Coeficientes sísmicos		
Z	Factor de zona	0.45
U	Factor de uso	1.00
S	Factor de suelo	1.10
T_P	Periodo Tp	0.40 s
T_L	Periodo Tl	2.50 s
C_T X-X	Coeficiente para periodo en X	60

C_T Y-Y	Coeficiente para periodo en Y	60
T_X	Periodo fundamental de vibración en X	0.31 s
T_Y	Periodo fundamental de vibración en Y	0.32 s
C_X	Factor de amplificación sísmica en X	2.50
C_Y	Factor de amplificación sísmica en Y	2.50
Ia X-X	Factor de irregularidad en altura en X	1.00
Ip X-X	Factor de irregularidad en planta en X	0.75
Ia Y-Y	Factor de irregularidad en altura en Y	1.00
Ip Y-Y	Factor de irregularidad en planta en Y	1.00
Ro_X	Coeficiente básico de reducción en X	6.00
Ro_Y	Coeficiente básico de reducción en Y	6.00
R_X	Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas en X	4.50
R_Y	Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas en Y	6.00
CS X-X	Coeficiente sísmico estático en X	0.275
CS Y-Y	Coeficiente sísmico estático en Y	0.206

b. Análisis sísmico estático o de Fuerzas Laterales Equivalentes

Para el AEL (análisis estático lineal), se utilizaron los parámetros sísmicos anteriormente definidos para calcular el coeficiente sísmico estático por cada dirección de análisis con la siguiente ecuación.

$$CS_x = \frac{ZUCS}{R}$$

Posterior al cálculo del coeficiente estático se utilizó el peso sísmico de la edificación anteriormente calculado y verificado.

$$P_{Sísmico} = \frac{ZUCS}{R} \times Peso$$

Se creará el patrón de carga “SISX” y “SISY” de tipo *Quake* e introduciremos el coeficiente sísmico calculado, además de modificar el *mass source* de la edificación para que el programa pueda calcular automáticamente el peso sísmico de la estructura con las premisas anteriormente definidas.

Figura 6

Load patterns para el sísmo estático en X e Y

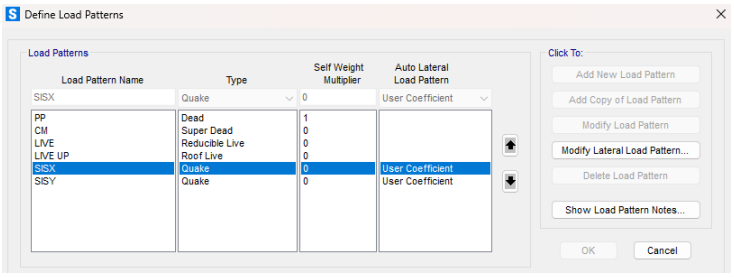


Figura 7

Asignación de coeficiente sísmico a los load patterns sísmicos

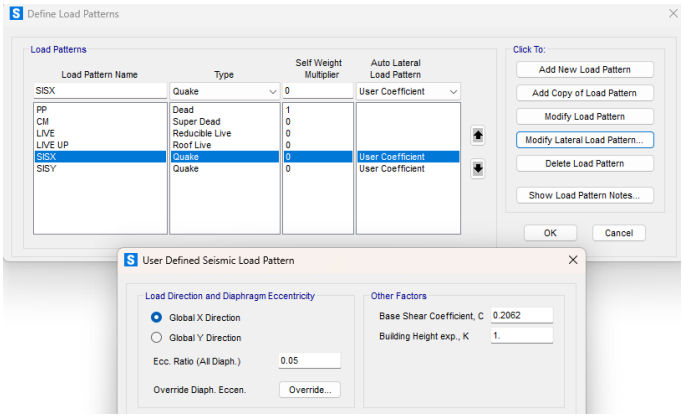
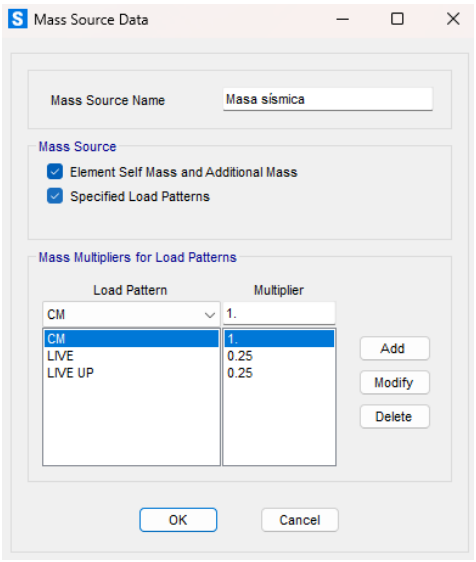


Figura 8

Definición del mass source



Del análisis manual de cargas se obtuvo las siguientes cortantes por piso para el análisis FLE (Fuerza Lateral Equivalente), dichos resultados por piso se contrastaron con los obtenidos por el software en ambas direcciones con un margen de error menor a 1%.

Tabla 14

Fuerzas laterales calculadas en la dirección X-X

Dirección X-X							
Piso	**Altura**	**Altura acumulada**	**Peso**	**Peso · (Altura acumulada)^k**	**Alfa**	**F · piso**	**Cortante**
5	2.50 m	12.50 m	87.125 Tonf	1089.06 Tonf·m	0.27866	30.93 Tonf	30.932 Tonf
4	2.50 m	10.00 m	112.768 Tonf	1127.68 Tonf·m	0.28854	32.03 Tonf	62.960 Tonf
3	2.50 m	7.50 m	112.768 Tonf	845.76 Tonf·m	0.21640	24.02 Tonf	86.982 Tonf
2	2.50 m	5.00 m	112.768 Tonf	563.84 Tonf·m	0.14427	16.01 Tonf	102.996 Tonf

1	2.50 m	2.50 m	112.768 Tonf	281.92 Tonf·m	0.07213	8.01 Tonf	111.003 Tonf
Peso total	538.196 Tonf	**Peso total · Altura acumulada**		3908.25 Tonf·m			

Tabla 15

Fuerzas laterales calculadas en la dirección Y-Y

Dirección X-X							
Piso	**Altura**	**Altura acumulada**	**Peso**	**Peso · (Altura acumulada)^k**	**Alfa**	**F · piso**	**Cortante**
5	2.50 m	12.50 m	87.125 Tonf	1089.06 Tonf·m	0.27866	41.24 Tonf	41.242 Tonf
4	2.50 m	10.00 m	112.768 Tonf	1127.68 Tonf·m	0.28854	42.70 Tonf	83.947 Tonf
3	2.50 m	7.50 m	112.768 Tonf	845.76 Tonf·m	0.21640	32.03 Tonf	115.975 Tonf
2	2.50 m	5.00 m	112.768 Tonf	563.84 Tonf·m	0.14427	21.35 Tonf	137.328 Tonf
1	2.50 m	2.50 m	112.768 Tonf	281.92 Tonf·m	0.07213	10.68 Tonf	148.004 Tonf
Peso total	538.196 Tonf	Peso total · Altura acumulada		3908.25 Tonf·m			

Figura 9

Fuerzas laterales calculadas por ETABS en la dirección X-X

Story	Output Case	Case Type	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story5	Sx	LinStatic	Bottom	0	-30.9309	0	260.2601	0	-77.3272
Story4	Sx	LinStatic	Bottom	0	-62.9583	0	531.9955	0	-234.7231
Story3	Sx	LinStatic	Bottom	0	-86.9789	0	735.797	0	-452.1704
Story2	Sx	LinStatic	Bottom	0	-102.9927	0	871.6647	0	-709.6521
Story1	Sx	LinStatic	Bottom	0	-110.9995	0	939.5985	0	-987.1509

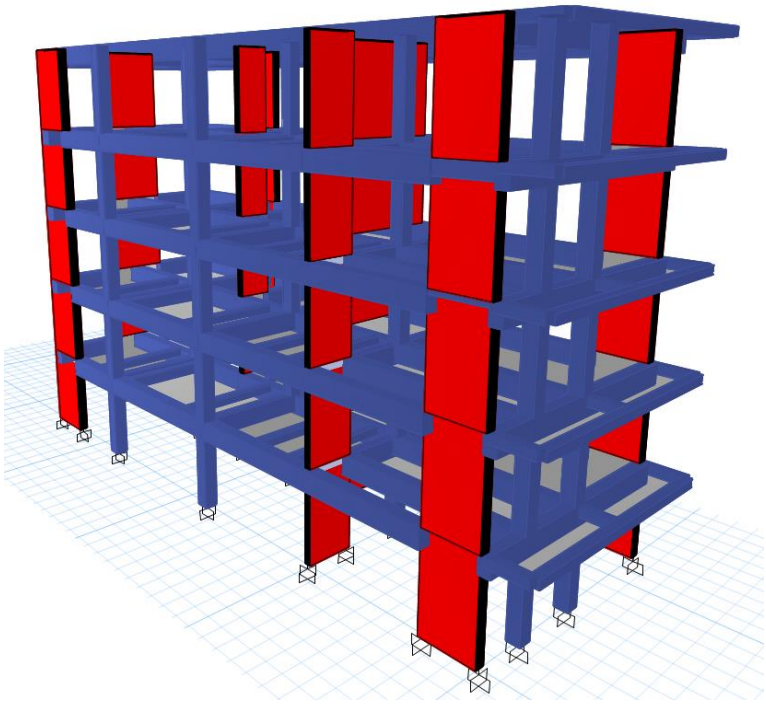
Figura 10

Fuerzas laterales calculadas por ETABS en la dirección Y-Y

Story	Output Case	Case Type	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story5	Sy	LinStatic	Bottom	0	0	-41.2412	-129.3323	103.1029	0
Story4	Sy	LinStatic	Bottom	0	0	-83.9445	-263.7713	312.9641	0
Story3	Sy	LinStatic	Bottom	0	0	-115.9719	-364.6006	602.8939	0
Story2	Sy	LinStatic	Bottom	0	0	-137.3236	-431.8202	946.2028	0
Story1	Sy	LinStatic	Bottom	0	0	-147.9994	-465.4299	1316.2012	0

Figura 11

Modelo matemático de la estructura en el ETABS



c. Análisis sísmico dinámico o Análisis Modal Espectral

Para el ADL (Análisis dinámico lineal) se esbozarán las gráficas de aceleración espectral en base a los parámetros sísmicos de la estructura definidos anteriormente. En el software, en el apartado de "*Functions – Response Spectrumn*", se importaron las gráficas de Aceleración vs. Periodo incluyendo el 30% de influencia del espectro perpendicular a la dirección analizada, según la nueva actualización de la norma E.030 2026. Luego se creará dos casos de carga para las direcciones X e Y, las cuales se amplificarán por el valor de la aceleración de la gravedad ($g = 9.81\ m/s^2$).

Figura 12

Gráfica de aceleración espectral en las direcciones X e Y

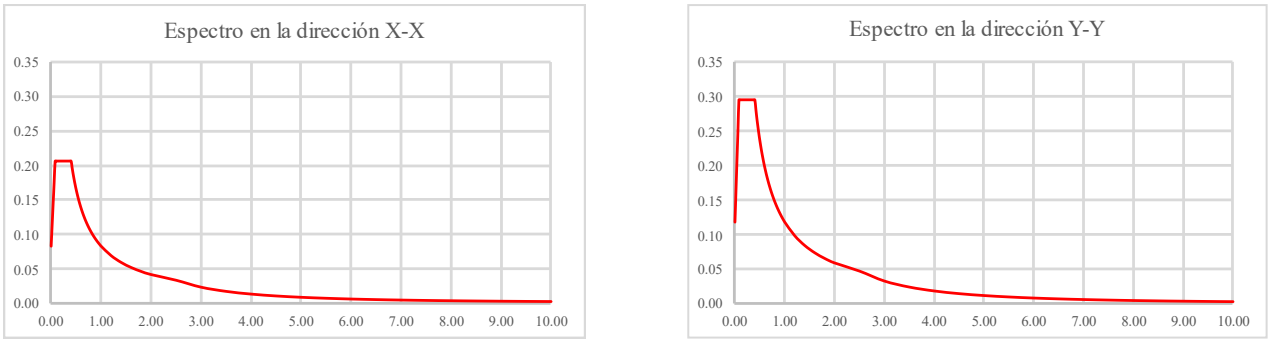
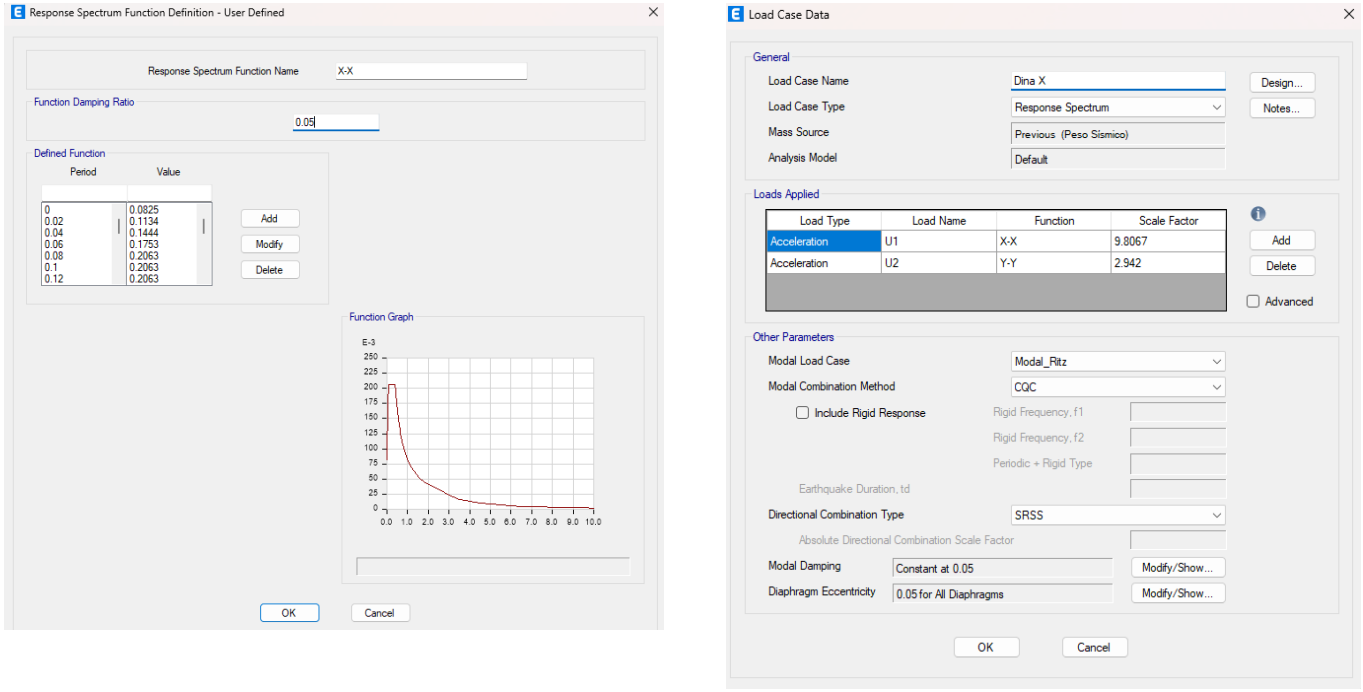


Figura 13

Importación del espectro y creación de los load cases en el ETABS



3.3.2 Validación de criterios sismorresistentes

a. Verificación de irregularidades de la estructura

Tabla 16

Irregularidad de rigidez

Irregularidad de rigidez $\Delta_i > 1.4\times\Delta_{i+1}$		**Piso (Tonf/m)**					**¿Presenta irregularidad?**
		Piso 1	**Piso 2**	**Piso 3**	**Piso 4**	**Piso 5**	
Dirección	**Dirección X**	169791.96	79912.47	60867.42	46359.43	22523.80	No presenta
	Dirección Y	120170.76	57568.10	48333.22	42214.27	24027.71	No presenta

Tabla 17

Irregularidad de resistencia

Irregularidad de resistencia $V_i < 0.80\times V_{i+1}$		**Piso (Tonf/m)**					**¿Presenta irregularidad?**
		Piso 1	**Piso 2**	**Piso 3**	**Piso 4**	**Piso 5**	
Dirección	**Dirección X**	111.003	102.996	86.982	62.96	30.932	No presenta
	Dirección Y	148.004	137.328	115.975	83.947	41.242	No presenta

Tabla 18

Irregularidad extrema de rigidez

Irregularidad extrema de rigidez $\Delta_i > 1.6\times\Delta_{i+1}$		Piso (Tonf/m)					¿Presenta irregularidad?
		Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5	
Dirección	Dirección X	169791.96	79912.47	60867.42	46359.43	22523.80	No presenta
	Dirección Y	120170.76	57568.10	48333.22	42214.27	24027.71	No presenta

Tabla 19

Irregularidad extrema de resistencia

Irregularidad extrema de resistencia $V_i < 0.65\times V_{i+1}$		Piso (Tonf/m)					¿Presenta irregularidad?
		Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5	
Dirección	Dirección X	111.003	102.996	86.982	62.96	30.932	No presenta
	Dirección Y	148.004	137.328	115.975	83.947	41.242	No presenta

Tabla 20

Irregularidad de masa o peso

Irregularidad de masa o peso $Masa_i > 1.5\times Masa_{i+1}$	Piso (Tonf)					¿Presenta irregularidad?
	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5	
Peso (Tonf)	16.25244	16.25244	16.25244	16.25244	8.63671	No presenta

Tabla 21

Irregularidad torsional

Irregularidad Torsional $\Delta máx > 1.3\times\Delta CM$		Piso					¿Presenta irregularidad?
		Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5	
Dirección	Dirección X	1.412	1.424	1.406	1.388	1.368	Sí presenta
	Dirección Y	1.019	1.026	1.038	1.052	1.076	No presenta

Tabla 22

Irregularidad torsional extrema

Irregularidad Torsional $\Delta máx > 1.5\times\Delta CM$		Piso					¿Presenta irregularidad?
		Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5	
Dirección	Dirección X	1.412	1.424	1.406	1.388	1.368	Sí presenta
	Dirección Y	1.019	1.026	1.038	1.052	1.076	No presenta

b. Verificación de derivas

Según la norma E.030, el límite máximo de distorsión para entrepisos en concreto armado es de 0.007. A continuación, se muestra la tabla con las derivas máximas por entrepiso.

Tabla 23
Derivas en la dirección X-X

Piso	Caso de carga	Dirección	Drift inelástico		Límite E.030	¿Cumple?
Piso 5	DinaX	X	0.003981	<	0.007	Cumple
Piso 4	DinaX	X	0.004634	<	0.007	Cumple
Piso 3	DinaX	X	0.004909	<	0.007	Cumple
Piso 2	DinaX	X	0.004374	<	0.007	Cumple
Piso 1	DinaX	X	0.002229	<	0.007	Cumple

Tabla 24
Derivas en la dirección Y-Y

Piso	Caso de carga	Dirección	Drift inelástico		Límite E.030	¿Cumple?
Piso 5	DinaY	Y	0.002200	<	0.007	Cumple
Piso 4	DinaY	Y	0.003780	<	0.007	Cumple
Piso 3	DinaY	Y	0.005152	<	0.007	Cumple
Piso 2	DinaY	Y	0.006009	<	0.007	Cumple
Piso 1	DinaY	Y	0.003806	<	0.007	Cumple

c. Verificación de cortantes

Respecto a las cortantes estáticas y dinámicas en las direcciones X e Y, el artículo 44 de la norma E.030 establece que la cortante dinámica del primer entrepiso no deberá ser menor al 80% de la cortante estática.

Tabla 25
Verificación de cortante estática y dinámica

Dirección	Dinámico (Tonf)		Estático (Tonf)	¿Requiere factor?
X	60.768	<	85.4684	1.42
Y	128.608	>	123.525	No

Se observa que el *load case* dinámico se tendrá que escalar 1.42 veces en la dirección X, mas no en la dirección Y.

d. Verificación de periodos de la estructura

Según los resultados del modelo matemático el periodo principal en la dirección Y-Y es de 0.322s, mientras que en la dirección X-X es de 0.274s.

Tabla 26

Periodos de la estructura

Modo	Periodo (s)	%Masas			Comportamiento
		UX	UY	UZ	
Modo 1	0.322	0	1	0	Traslación en Y
Modo 2	0.274	0.641	0	0	Traslación en X
Modo 3	0.118	0.358	0.003	0	Rotacional

3.3.3 Diseño de los elementos estructurales

a. Diseño de losas aligeradas

El diseño de la losa aligerada correspondiente al tramo 5-4 se realizó siguiendo los criterios establecidos en la Norma Técnica E.060 Concreto Armado y tomando como referencia el procedimiento mostrado en el manual de diseño de losas aligeradas con ETABS. Para el análisis estructural se consideró una losa aligerada convencional de 20 cm de espesor total, compuesta por una capa de compresión de 5 cm y ladrillos de techo de 15 cm. Asimismo, se adoptó un ancho de alma de vigueta de 10 cm, separación entre viguetas de 40 cm y recubrimiento de 3 cm.

Figura 14

Momentos últimos en losa aligerada tramos 5-4 con A-B y B-C

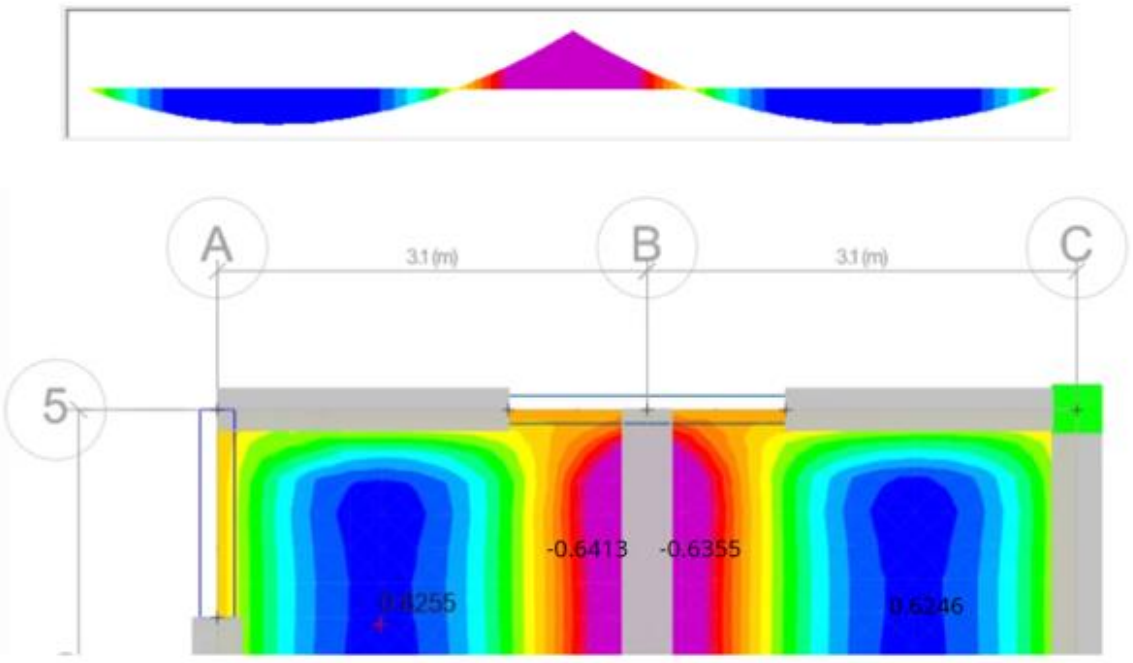
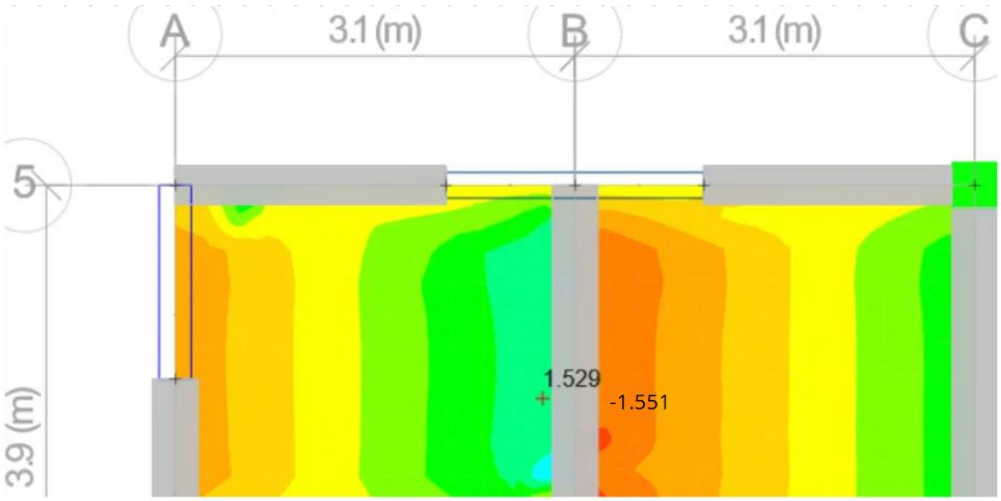


Figura 15

Cortantes en losa aligerada tramos 5-4 con A-B y B-C



Las propiedades mecánicas de los materiales utilizados fueron:

- **Resistencia a la compresión del concreto:**

$$f_c' = 210\ kg/cm^2$$

- **Fluencia del acero de refuerzo:**

$$f_y = 4200\ kg/cm^2$$

La losa pertenece a una edificación destinada a vivienda, por lo que las cargas consideradas corresponden a dicho uso según la Norma Técnica E.020 Cargas. El diseño se efectuó únicamente para cargas gravitacionales, empleando la combinación última:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

El análisis estructural fue realizado en el programa ETABS, obteniéndose los momentos últimos de diseño para la vigueta del tramo B-C con una luz libre de 3.10 m. Los resultados obtenidos fueron:

- **Momento positivo:**

$$M^{+}_{u\ vigueta} = 0.6255 \times 0.40 = 0.2502\ Ton \cdot m$$

Para el diseño por flexión se consideró un peralte efectivo aproximado de:

$$d = 17\ cm$$

En primer lugar, se determinó el acero mínimo positivo mediante:

$$A_{smin+} = \frac{0.7\sqrt{f_c'}}{f_y}(b_w)d$$

Asimismo, no deberá ser menor que:

$$A_{smin+} = \frac{14}{f_y}(b_w)d$$

Reemplazando valores:

$$A_{smin+} = \frac{0.7\sqrt{210}}{4200}(10)(17);\ A_{smin+} = \frac{14}{4200}(10)(17)$$

$$A_{smin+} = 0.41\ cm^2; 0.57cm^2$$

Posteriormente, se calculó el parámetro “a” para el momento positivo:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f_c' b_e}}$$

Considerando:

- $\phi = 0.90$
- $b_e = 40\ cm$

se obtiene:

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times 0.2502 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 40}} = 0.23\ cm$$

Con el valor obtenido se procedió a calcular el acero requerido positivo:

$$A_s^+ = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{0.2502 \times 10^5}{0.9 \times 4200(17 - 0.23/2)} = 0.392\ cm^2$$

Dado que el

$$A_{smin+} > A_{scalculado+}$$

Se considera el

$$A_s = 0.57\ cm2$$

Por lo que se ha optado por colocar una varilla de **3/8"** para el acero positivo.

- **Momento negativo:**

$$M^-_{u\ vigueta} = 0.6413 \times 0.40 = 0.25652\ Ton \cdot m$$

Para el momento negativo se realizó el mismo procedimiento utilizando el ancho del alma de la vigueta $bw = 10\ cm$, y se calculó el acero mínimo negativo mediante:

$$A_{smin-} = \frac{1.2Mcr}{\phi \times f_y \left(d - \frac{amin}{2}\right)}$$

por lo que es necesario contar con las expresiones de $amin$ y el momento de fisuración del concreto (Mcr) las cuales son:

$$amin = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times (1.2 \times \text{Mcr})}{\phi 0.85 f_c' b_w}}$$

$$amin = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times (1.2 \times 0.5 \times 10^5)}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 10}} = 2.36\ cm$$

$$Mcr = \frac{I \times fr}{c} = \frac{11801 \times 2\sqrt{210}}{6.79} \times 10^5 = 0.5\ ton.m$$

donde I es la inercia bruta de la sección T y fr es es el módulo de ruptura del concreto el cual según el ACI (2018) $fr = 2\sqrt{f'c}$

Con ello se obtiene un acero mínimo igual a:

$$A_{smin-} = \frac{1.2 \times 0.5 \times 10^5}{0.9 \times 4200\left(17 - \frac{2.36}{2}\right)} = 1.003\ cm^2$$

Asimismo, para obtener el acero máximo negativo se obtiene con la siguiente fórmula

$$A_{smax-} = 0.75 \times Asb_{-}$$

Para ella es necesario definir el acero balanceado (Asb) y el factor cb mediante las siguientes expresiones tomando en cuenta los valores definidos al inicio.

$$Asb = \frac{0.85 \times f'c(c_b 0.85)b_w}{fy}$$

$$Asb = \frac{0.85 \times 210(10 \times 0.85) \times 10}{4200} = 3.61\ cm^2$$

$$c_b = \frac{0.003}{0.0021 + 0.003} d$$

$$c_b = \frac{0.003}{0.0021 + 0.003} \times 17 = 10\ cm$$

Por lo que el As max sería el siguiente

$$A_{smax-} = 0.75 \times 3.61 = 2.71\ cm^2$$

Por otro lado, es importante definir el parámetro a para el acero negativo con la siguiente expresión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f_c' b_w}}$$

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times 0.256 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 10}} = 0.964$$

Y de tal forma, calcular el acero requerido en la zona negativa con la siguiente ecuación.

$$A_s^- = \frac{Mu}{\phi f y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s^- = 0.41\, cm^2$$

Dado que el

$$A_{smin-} > A_{scalculado-}$$

Se considera el

$$A_s = 1.00\ cm2$$

Por lo que se ha optado por colocar una varilla de **1/2"** para el acero negativo.

Por lo tanto, se adopta el acero mínimo reglamentario para garantizar un comportamiento adecuado del elemento estructural. En consecuencia, se puede disponer un refuerzo comercial de una varilla de **3/8"** para el acero inferior y **1/2"** para el acero superior.

- **Cortante último:**

$$V_{u\ vigueta} = 1551 \times 0.40 = 620.4\ kgf$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53\sqrt{f_c'} b_w d$$

Reemplazando:

$$\phi V_c = 0.85(1.1)(0.53)\sqrt{210}(10)(17)$$
$$\phi V_c = 1220.8\ kgf$$

Finalmente, se verificó que:

$$\phi V_c > V_u$$
$$1220.8\ kgf > 620.4\ kgf$$

Por lo tanto, la vigueta cumple satisfactoriamente frente a los esfuerzos cortantes y no requiere ensanches adicionales. Asimismo, el acero de temperatura se colocó

perpendicular al sentido de las viguetas, adoptándose convencionalmente varillas de 1/4” cada 25 cm.

b. Diseño de losas macizas

El diseño por flexión de las losas macizas se realizó a partir de los momentos obtenidos del análisis estructural en ETABS. Debido a que las losas trabajan en dos direcciones, se evaluaron los momentos positivos y negativos en las direcciones X e Y. Los momentos positivos fueron utilizados para el diseño del refuerzo inferior, mientras que los momentos negativos se emplearon para el diseño del refuerzo superior.

En primer lugar, se determinó el acero mínimo requerido para ambas caras de la losa. Para la cara inferior se adoptó una cuantía mínima de 0.0012, mientras que para la cara superior se consideró una cuantía mínima de 0.0006. Con ello se obtuvo el área mínima de acero correspondiente para una franja de diseño de 1.00 m de ancho con las siguientes fórmulas, donde b es el ancho de la franja de diseño igual a 1 metro y h es espesor de la losa:

$$As_{\min inferior} = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 100 * 0.2 = 2.40\ cm^2$$

$$As_{\min superior} = 0.0006 * b * h = 0.0012 * 100 * 0.2 = 1.20\ cm^2$$

Debido a que la mayoría de los momentos obtenidos generaron áreas de acero menores que las mínimas exigidas, se adoptó una doble malla de refuerzo conformada por barras de Ø8 mm @ 20 cm en la cara inferior y barras de Ø8 mm @ 40 cm en la cara superior.

En aquellos paños donde el acero requerido por los momentos negativos resultó superior al acero mínimo, se complementó el refuerzo superior mediante bastones adicionales. Como ejemplo, para un paño, de momento negativo igual a 1.06 Tonf.m se obtuvo un requerimiento de acero de 1.67 cm²/m, la malla superior aportó 1.20 cm²/m, por lo que fue necesario adicionar un área de acero de 0.47 cm²/m mediante bastones de Ø8 mm @ 40 cm. Este mismo criterio fue aplicado en los demás paños que presentaron requerimientos superiores al acero mínimo.

Finalmente, se verificó que el refuerzo dispuesto cumpliera con los requisitos de resistencia y detallado establecidos por la Norma E.060.

c. Diseño de vigas

- Diseño por flexión

Para efectos prácticos del diseño, se optó por diseñar la viga B14 (35x50), ubicada entre ejes C/C-3/4, la cual cuenta con mayores momentos y cortantes, asi mismo, se realizó una tabla resumen del diseño de las vigas en sentido X e Y para los 5 pisos de la edificación.

Tabla 27
Propiedades de la viga B14

N° Viga	Ubicación de acero	Mu act (tonf-m)	f'c (kgf/cm^2)	h (cm)	b (cm)	d (cm)	B1
B14	Neg. Izq.	8.20	210	50	35	46	0.85
	Pos. Izq.	7.40	210	50	35	46	0.85
	Neg. Der.	15.70	210	50	35	46	0.85
	Pos. Der.	15.20	210	50	35	46	0.85
	Positivo	4.50	210	50	35	46	0.85

A partir de las fórmulas de concreto armado en las distintas bibliografías de referencia, se procedió a calcular los parámetros mínimos y máximos para el diseño de cada viga, en base a ello se establece un rango el cual no debe ser superado ni reducido, garantizando la ductilidad y resistencia requerida por la viga.

Tabla 28
Parámetros máximos y mínimos para el diseño de la viga

Diseño máximo para la viga	Diseño mínimo para la viga					
p_{max}	As_{max} (cm^2)	a_{max} (cm)	M_{max} (tonf-m)	$As_{mín\ 1}$ (cm^2)	$As_{mín\ 2}$ (cm^2)	$M_{mín}$ (tonf-m)
0.0163	25.03	16.03	34.10	3.12	3.72	5.07

Tabla 29
Acero necesario para la viga B14

Diseño de acero final			
As (cm^2)	a (cm)	¿As en regla?	As necesaria (cm^2)
5.11	3.44	**OK**	5.11
4.59	3.08	**OK**	4.59
10.25	6.89	**OK**	10.25
9.86	6.63	**OK**	9.86
2.66	1.85	**OK**	3.72

Tabla 30
Diseño final de la viga B14

Propuesta de acero para la viga								
ϕ de barra	**Nº de barras**	**Nº de bastones**	**ϕ de bastón**	**Mu_{act} (tonf-m)**	**As usada (cm^2)**	**¿Alcanza?**	**a (cm)**	**Momento nominal ϕMn (Tonf-m)**
5/8	4	-	-	8.20	7.92	alcanza	5.32	12.37
5/8	4	-	-	7.40	7.92	alcanza	5.32	12.37
5/8	4	2	5/8	15.70	11.87	alcanza	7.98	17.96
5/8	4	1	5/8	15.20	9.90	alcanza	6.65	15.21
5/8	4	-	-	4.50	7.92	alcanza	5.32	12.37

En base al diseño por flexión realizado a la viga B14, se optó por colocar 4 varillas de 5/8" sup. e inf., 2 bastones superiores y 1 inferior de 5/8" con longitud de cara de columna a viga de 100 cm en el lado derecho, con lo que se obtuvo un momento nominal ϕMn de 17.96 Tonf-m superior al momento último Mu de 15.70 Tonf-m que se obtuvo del análisis estructural.

- **Diseño por corte**

  Para realizar el diseño por corte de la viga, se utilizó el capítulo 21 de la norma E.060, cuyas disposiciones para el diseño de vigas y columnas en un sistema de muros estructurales (R=6) se encuentran dentro del artículo 21.4.

Tabla 31
Fuerzas cortantes última y mayoradas

N° Viga	**∑ Momentos nominales (Tonf-m)**	**Luz de viga (m)**	**Vu Análisis derecha (Tonf)**	**Vu Isostática derecha (Tonf)**	**Vu Capacidad derecha (Tonf)**	**Vu Diseño (Tonf)**
B14	33.70	1.75	33.99	1.03	19.26	20.29

Tabla 32
Propiedades de la viga B14

f'c (kgf/cm^2)	**h (cm)**	**b (cm)**	**d (cm)**	**Vu Final (Tonf)**	**Vc*0.85 (tonf)**	**ϕ Vc < Vu**
210	50	35	46	20.29	11.83	estribos

Tabla 33
Verificación de estribaje

ϕ	Área estribo (cm2)	Vs requerida (tonf)	¿Con o sin estribos?	Vs max (tonf)	¿Vs < Vs max?	S (cm) con estribos
3/8	0.71	12.04	estribos	46.90	OK	21.89

- **Longitud de confinamiento,** dos veces el peralte de la viga: $L_o = 100\ cm$
- **Espaciamiento máximo requerido en la zona confinada**

$$\begin{cases} d/4 = 11\ cm \\ 8db_{mín} = 12.70\ cm \\ 24db_{corte} = 22.80\ cm \\ 30\ cm \end{cases} \quad \therefore S_o = 10\ cm$$

- **Espaciamiento máximo en zona central**

$$\begin{cases} d/2 = 23\ cm \\ S_{cálculo} = 21.89\ cm \end{cases} \quad \therefore S_o = 20\ cm$$

Tabla 34
Distribución de estribos final

L1(cm)	primer estribo			Zona de confinamiento (L0)			Zona fuera de confinamiento (L2)		
100	1	@	5	10	@	10.0	rst	@	20.0

Para resistir el corte, se utilizarán estribos de 3/8" distribuidos de la siguiente forma: 1@5, 10@10 y el resto a @20 cm.

d. Diseño de columnas

Para el diseño por flexo-compresión de las columnas se requiere como mínimo un 1% de cuantía de acero en la sección. Al realizar el modelado con los aceros propuestos (4 varillas de 5/8" y 8 varillas de 1/2") en la herramienta *section designer* del ETABS se obtuvo los diagramas de interacción los cuales muestran el límite de la capacidad de la columna. En este caso, la columna C3 del primer piso, ubicada en el eje A-3, fue aquella que presentó la mayor fuerza axial y momentos respecto a las demás columnas. A continuación, se muestra el desarrollo del diseño realizado para la columna C3.

- **Diseño por flexo-compresión**

Tabla 35
Propiedades de columna

COLUMNA C3	
b	35.00 cm
h	35.00 cm
$p_{mín}$ (1%)	12.25 cm²
4	5/8"
8	1/2"
$p_{colocada}$	1.47%

Tabla 36
Puntos para el diagrama de interacción - C3

Points	Puntos para 0°			Puntos para 90°			Puntos para 180°			Puntos para 270°		
	P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3
	Tonf	Tonf-m		Tonf	Tonf-m		Tonf	Tonf-m		Tonf	Tonf-m	
1.00	163.89	0.00	0.00	163.89	0.00	0.00	163.89	0.00	0.00	163.89	0.00	0.00
2.00	163.89	0.00	4.55	163.89	4.55	0.00	163.89	0.00	-4.55	163.89	-4.55	0.00
3.00	145.86	0.00	6.80	145.86	6.80	0.00	145.86	0.00	-6.80	145.86	-6.80	0.00
4.00	121.19	0.00	8.66	121.19	8.66	0.00	121.19	0.00	-8.66	121.19	-8.66	0.00
5.00	93.44	0.00	10.13	93.44	10.13	0.00	93.44	0.00	-10.13	93.44	-10.13	0.00
6.00	58.63	0.00	11.43	58.63	11.43	0.00	58.63	0.00	-11.43	58.63	-11.43	0.00
7.00	42.47	0.00	12.46	42.47	12.46	0.00	42.47	0.00	-12.46	42.47	-12.46	0.00
8.00	17.69	0.00	12.81	17.69	12.81	0.00	17.69	0.00	-12.81	17.69	-12.81	0.00
9.00	-19.39	0.00	9.38	-19.39	9.38	0.00	-19.39	0.00	-9.38	-19.39	-9.38	0.00
10.00	-69.84	0.00	3.17	-69.84	3.17	0.00	-69.84	0.00	-3.17	-69.84	-3.17	0.00
11.00	-90.72	0.00	0.00	-90.72	0.00	0.00	-90.72	0.00	0.00	-90.72	0.00	0.00

Del programa ETABS se obtuvó la fuerza axial y los momentos actuantes en la columna C3 del primer piso, dichos puntos se colocaron dentro del diagrama de interacción anteriormente graficado, observándose que las solicitaciones de la columna se encuentran dentro del límite del gráfico. Posteriormente, dentro del mismo diagrama de interacción se colocaron las solicitaciones de todas las columans con las combinaciones de carga según la E.060.

Figura 16

Solicitaciones de carga obtenidas de la C3

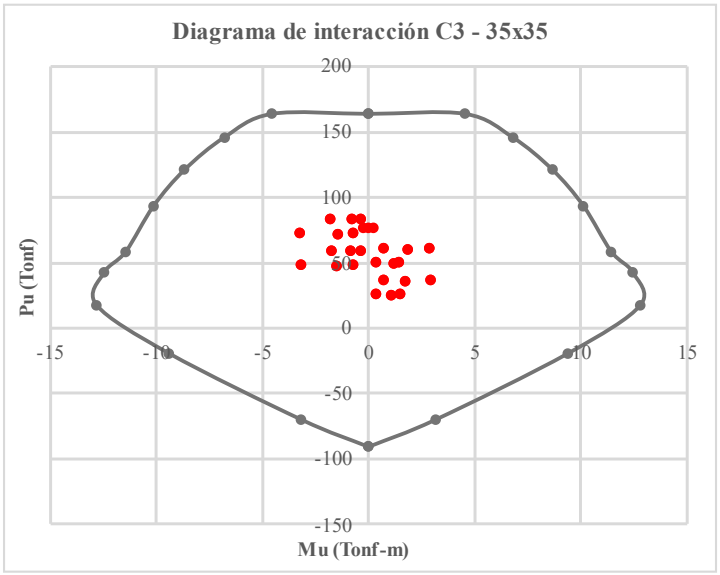
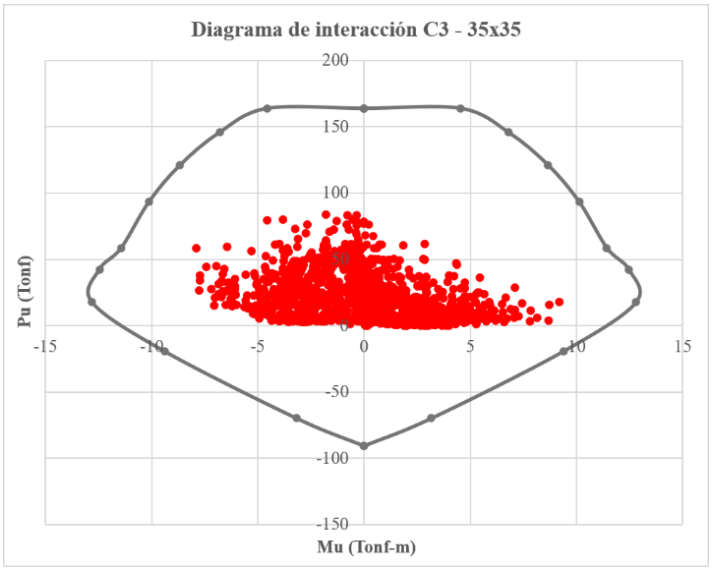


Figura 17

Solicitaciones de carga de todas las columnas de la edificación



- **Diseño por corte**

  Teniendo en cuenta que,

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f_c'} \times \left(1 + \frac{N_u}{140 \times Ag}\right) \times b \times d$$

$$Vc = 11.605\ Tonf$$

$$Vu = 17.50\ Tonf$$

$$\therefore Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = 8.98\ Tonf$$

Luego, el espaciamiento que se requiere por corte,

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{Vs} = 19.26 \approx 17.50\ cm$$

Según el capítulo 21.4 de la norma E.060, se establecen los criterios para el cálculo de la separación de estribos dentro y fuera de la zona de confinamiento.

$$Lo = \begin{cases} \frac{hn}{6} = 33.33\ cm \\ Máx\ (b;h) = 35\ cm \\ 50\ cm \end{cases} \rightarrow Lo = 50\ cm$$

$$So = \begin{cases} 8db = 10.16\ cm \\ \frac{Mín\ (b;h)}{2} = 17.5\ cm \\ 10\ cm \end{cases} \rightarrow So = 10\ cm$$

$$Fuera\ de\ Lo = \begin{cases} 12db = 19.05\ cm \\ Mín\ (b;h) = 35\ cm \\ 30\ cm \\ S = 17.50\ cm \end{cases} \rightarrow Lo = 17.50 \approx 15.00\ cm$$

En base a lo anterior se tiene la siguiente distribución de estribos:

1@0.05, 5@0.10, rto@0.15 cm

e. Diseño de placas

Antes de iniciar con el diseño de las placas se tiene que verificar si estas requieren o no elementos de borde, según el artículo 21.9.7 de la E.060. Para ello se realizó un chequeo en el programa ETABS para verificar el valor límite de la E.060 con el eje neutro de la placa P4, ubicada entre ejes B/C-2/3.

Figura 18

Vista 3D de la placa P4

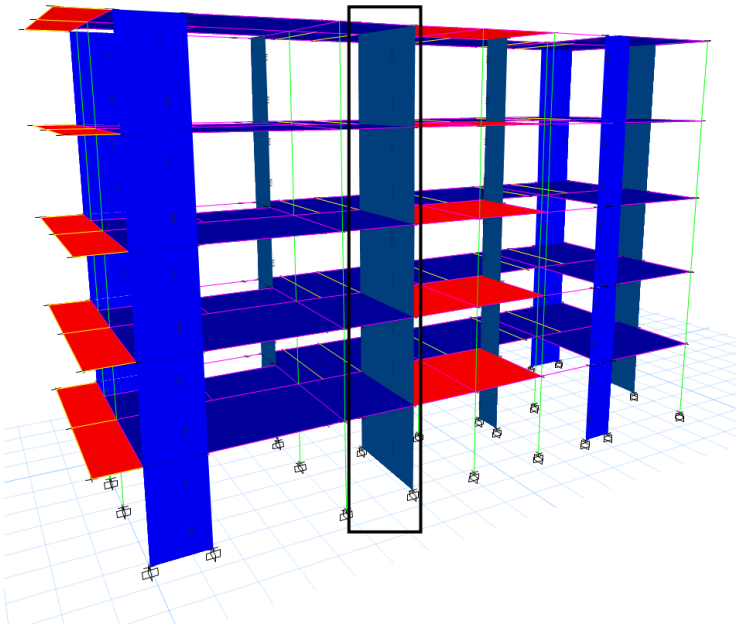


Figura 19

Verificación de elemento de borde para la placa P4 (L=3.10 m) en X

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P u tonf	M u tonf-m	Stress Comp tonf/m²	Stress Limit tonf/m²	C Depth m	C Limit m
Top–Left	Leg 1	0.39102	1.25(CM+CV)+CSX	128.2689	-130.3067	613.67	420	0.70102	0.68889
Top–Right	Leg 1	0.39102	1.25(CM+CV)+CSX	128.2689	118.3895	576.47	420	0.70102	0.68889
Bottom–Left	Leg 1	Not Required	1.25(CM+CV)+CSX	132.9189	291.2659	-694.87	420	0.71449	0.68889
Botttom–Right	Leg 1	Not Calculated	1.25(CM+CV)+CSX	132.9189	291.2659	1123.64	420	0.71449	0.68889

Como se observa en la figura anterior, la placa necesita elementos de borde por exceder el “C limit” que establece tanto la norma E.060 como el ACI 318.

$$c \geq \frac{lm}{600 \times \left(\frac{\sigma_u}{hm}\right)}$$

Con la herramienta del *section designer* se procedió a colocar el acero de refuerzo correspondiente a la placa y verificar el diseño por flexocompresión.

- **Diseño por flexo-compresión**

  Para una primera verificación sin elementos de borde y con acero propuesto de 3/8” @ 0.15 m, el programa evidencia que las cargas solicitadas se encuentran fuera del rango de la zona que delimita el diagrama de interacción.

Figura 20

Primera iteración del diseño por flexo-compresión

Flexural Design for P, M_3 and M_2

Station	D/C	Flexural	P_u tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m
Top	0.497	0.9CM-CSX	54.4305	2.5717	-128.2489
Bottom	1.475	0.9CM-CSX	57.7785	-2.7292	-300.3998

Design Inadequacy Message: Pier fails in flexure or P-M-M interaction !!

Considerando una cuantía mínima de 0.0025 para el núcleo de la placa, se tiene

$$As_{requerido} = 100 \times 0.0025 \times 20 = 5cm^2$$

$$S = \frac{2 \times 0.71}{5} = 0.28\ m\ \approx 0.25\ m$$

Al modificar la sección colocando acero de 3/8" @ 0.25m en el núcleo y 10 varillas de 5/8" en los elementos de borde, se tiene el siguiente diagrama de interacción y el diseño por el programa.

$$S = \begin{cases} 10db = 15.90\ cm \\ A, B_{mín} = 20\ cm \\ 25cm \end{cases} \quad \therefore S = 15\ cm$$

Se considerará un doble estribaje cada 15 cm.

Figura 21

Diagrama de interacción para la placa P4

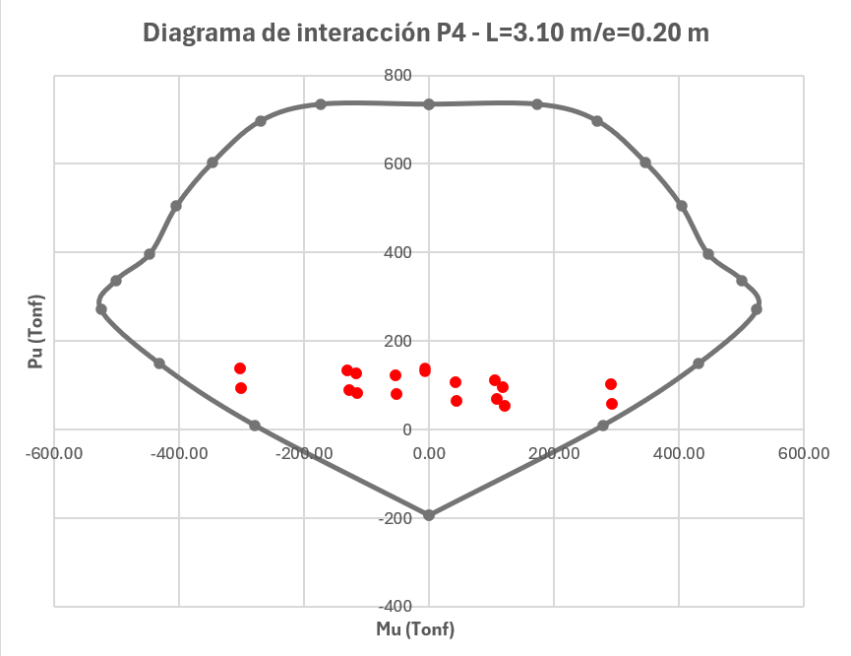


Figura 22

Verificación y diseño por flexo-compresión de la placa P4

Flexural Design for P, M_3 and M_2

Station	D/C	Flexural	P_u tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m
Top	0.365	1.25(CM+CV)-CSX	128.2689	2.6345	-130.3067
Bottom	0.895	0.9CM-CSX	57.7785	-2.7292	-300.3998

Shear Design

Station Location	ID	Rebar m²/m	Shear Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	V_u tonf	ϕV_c tonf	ϕV_n tonf
Top	Leg 1	0.0005	1.25(CM+CV)-CSX	92.5614	118.3895	70.0305	40.4995	95.8345
Bottom	Leg 1	0.0005	1.25(CM+CV)-CSX	97.2114	291.2659	70.0305	40.4995	95.8345

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	Stress Comp tonf/m²	Stress Limit tonf/m²	C Depth m	C Limit m
Top–Left	Leg 1	0.35807	1.25(CM+CV)+CSX	128.2689	-130.3067	613.67	420	0.66807	0.68889
Top–Right	Leg 1	0.35807	1.25(CM+CV)+CSX	128.2689	118.3895	576.47	420	0.66807	0.68889
Bottom–Left	Leg 1	0.37003	1.25(CM+CV)+CSX	132.9189	-302.0357	1157.26	420	0.68003	0.68889
Botttom–Right	Leg 1	0.37003	1.25(CM+CV)+CSX	132.9189	291.2659	1123.64	420	0.68003	0.68889

- **Diseño por corte**

  Para el diseño por corte se calculó la resistencia que aporta el concreto con la siguiente fórmula.

$$V_u = 70.10\ Tonf$$

$$V_c = Acw(\alpha_c\sqrt{f'c})$$

$$Acw = 3.10 \times 0.20 = 0.62\ m^2$$

$$\frac{h_n}{e} \leq 1.5 \rightarrow \alpha_c = 0.80$$

$$V_c = 71.88\ Tonf$$

Ahora se calcula la cortante que debe soportar el acero

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

$$V_s = \frac{70.10}{0.85} - 71.88 = 10.59\ Tonf$$

$$V_{s\,máx} = \phi \times 2.10 \times \sqrt{210} \times 3.10 \times 0.20$$

$$V_{s\,máx} = 150.94\ Tonf$$

Calculamos acero mínimo

$$\rho_{mín} = 0.0025$$

Cálculo de las cortantes resistentes

$$V_{s\,resistente} = 0.0025 \times 30 \times 290 \times 4200 = 91.35\ Tonf$$

$$V_n = V_{s\,resistente} + V_c = 163.23\ Tonf$$

$$V_{n\,máx} = 2.60 \times \sqrt{210} \times 30 \times 290 = 327.79\ Tonf$$

$$V_n < V_{n\,máx}$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 163.23 = 138.75\ Tonf$$

$$\phi V_n > V_u$$

Cálculo del acero horizontal

$$\therefore \rho_{mín} = 0.0025$$

$$S = \frac{A_v \times 2}{0.0025 \times e \times 100} = 28.4\ cm$$

$$S = \begin{cases} 40\ cm \\ 3e = 60\ cm \\ 28.4\ cm \end{cases}$$

$$\therefore Acero\ horizontal \rightarrow \phi 3/8"@25\ cm$$

Cálculo del acero vertical

$$\therefore \rho_{mín} = 0.0025$$

$$S = \frac{A_v \times 2}{0.0025 \times e \times 100} = 28.4\ cm$$

$$S = \begin{cases} 40\ cm \\ 3e = 60\ cm \\ 28.4\ cm \end{cases}$$

$$\therefore Acero\ vertical \rightarrow \phi 3/8"@25\ cm$$

3.4 Interpretación de los Resultados

3.4.1 Criterios sismorresistentes

- Del modelo matemático en ETABS se verificó que los 2 primeros modos correspondían a las direcciones X e Y, lo cual se esperaría de una edificación regular en geometría. Además, los periodos obtenidos fueron menores a 0.40 s en ambas direcciones indicando que la estructura tiene una alta rigidez debido a la presencia de placas distribuidas estratégicamente en la planta de la edificación.
- Respecto a la irregularidad torsional, se obtuvo valores menores a la irregularidad extrema por la presencia de aberturas las cuales corresponden a la escalera y al tragaluz. Además, al trabajar los casos dinámicos espectrales, se consideró el aporte del 30% del sismo perpendicular a la dirección analizada.

- Al analizar las cortantes en la base, tanto para el análisis estático y dinámico, se obtuvo valores de 148 Tonf y 198 Tonf para el caso estático en la dirección X e Y, respectivamente. Por otro lado, para el caso dinámico se obtuvo valores de 88 Tonf para X y 153 Tonf para Y. Se tuvo que escalar las cortantes dinámicas para igualar el 80% de las cortantes estáticas según lo establecido por la norma E.030. Los valores de la cortante dinámica son menores a los de la cortante estático ya que el análisis modal espectral distribuye todas las fuerzas cortantes en los distintos modos que se hayan creado en la estructura, de esta manera se reduce la demanda global.
- Las derivas obtenidas para los 5 pisos fueron inferiores al límite establecido por la norma E.030, el cual establece un máximo de 0.007 para el concreto armado. Asimismo, las derivas más altas que se obtuvo en ambas direcciones (0.006 para X y 0.0048 para Y) se concentraron en el piso 3 de la edificación, esto es debido a que a la deriva depende de la variación de desplazamientos de los entrepisos, asimismo depende también de la pendiente de la deformada modal que predomine, que generalmente sucede en los pisos intermedios.

3.4.2 Diseño de los elementos de concreto armado

- Respecto al diseño de las losas aligeradas, los resultados obtenidos muestran que en la mayoría de los paños el acero requerido tanto para momentos positivos como negativos resultó inferior al acero mínimo reglamentario. Esto se debe principalmente a que las luces de los tramos son relativamente reducidas, generando bajos momentos flectores, así como a la distribución parcial de los muros de tabiquería, lo que disminuye las cargas actuantes en determinados sectores de la losa. En consecuencia, el diseño estuvo gobernado por los requisitos mínimos de refuerzo establecidos en la Norma Técnica E.060 Concreto Armado, adoptándose las áreas mínimas de acero para garantizar un adecuado control de fisuración y un comportamiento dúctil del elemento.
- Asimismo, las verificaciones por cortante evidenciaron que la resistencia proporcionada por el concreto supera ampliamente las solicitaciones actuantes en todos los paños analizados, por lo que no fue necesario incorporar refuerzo adicional por corte ni modificar las dimensiones de las viguetas. Estos resultados indican que las secciones inicialmente adoptadas son adecuadas para las condiciones de carga consideradas. Por otro lado, la comparación de los criterios de la Norma E.060 con

las recomendaciones del ACI 318 permitió corroborar que el diseño cumple con los requisitos de seguridad estructural y servicio.

- Los resultados del diseño por flexión muestran que la mayoría de los paños de las losas macizas requirieron áreas de acero menores a las cuantías mínimas establecidas por la normativa. Esto se debe principalmente a que la edificación presenta paños de dimensiones reducidas, con luces relativamente cortas entre apoyos, lo que genera momentos flectores bajos y, por consiguiente, menores demandas de refuerzo. Por ello, el diseño estuvo gobernado por los requisitos mínimos de acero, adoptándose una doble malla de Ø8 mm @ 20 cm en la cara inferior y Ø8 mm @ 40 cm en la cara superior.
- Asimismo, en los paños donde se desarrollaron mayores momentos negativos sobre los apoyos, fue necesario complementar la malla superior mediante bastones adicionales para satisfacer el acero requerido. En general, los resultados evidencian un comportamiento estructural favorable de las losas macizas, ya que la adecuada distribución de vigas y columnas permitió reducir las solicitaciones de flexión y cumplir con los criterios de diseño establecidos en la Norma E.060 y el ACI 318.
- Respecto a las vigas, el acero continúo propuesto para los elementos resulta insuficiente si no se adiciones bastones cerca a los apoyos y en la zona intermedia, es por ello que se colocaron 2 bastones de 1/2" en las zonas mencionadas aportando resistencia extra frente a los momentos actuantes en la sección de viga analizada.
- La propuesta de acero de las columnas y placas son mayores al 1% mínimo especificado por la norma E.060. Al diseñar las columnas (35x35) por flexo-compresión se puede verificar las solicitaciones de carga de todas las columnas de la estructura en un solo diagrama de interacción, ya que la sección y los aceros son uniformes. Sin embargo, las placas al ser de distintos espesores y longitudes, no se puede analizar todas las solicitaciones en un solo diagrama de interacción.

4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

- El predimensionamiento permitió definir una losa aligerada y losas macizas de 20 cm de espesor, vigas principales de 25×40 cm en la dirección X y 30×50 cm en la dirección Y, dimensiones que resultan coherentes con las luces máximas de 3.10 m y 5.10 m presentes en la edificación. Estas secciones proporcionan una adecuada rigidez inicial y constituyen una base confiable para el análisis estructural posterior.
- La uniformización de elementos como las losas de 20 cm de espesor y las columnas de 30×30 cm contribuyó a lograr una distribución más regular de rigidez y resistencia en la estructura. Asimismo, la incorporación de placas estructurales de 15 cm de espesor favorece el control de desplazamientos laterales y mejora el comportamiento sísmico global del edificio de cinco niveles.
- Respecto a la estructuración de la estructura, se planteó una primera distribución de columnas, vigas y placas con fines de rigidizar la edificación, al realizar un primer análisis estructural las derivas excedían el límite del 0.007 de la norma E.030. Por tal razón se realizó una segunda estructuración, aumentando las secciones de columnas y vigas y se añadió placas de mayor longitud en el sentido corto de la edificación, al analizar nuevamente la estructura se concluyó en que la última distribución propuesta cumplía con el límite máximo de las derivas.
- El metrado de cargas se realizó con la estructuración final de la estructura, se consideraron cargas muertas como la tabiquería y acabados y cargas vivas de entrepiso (vivienda) y de techo. Al realizar la sumatoria de cargas de todos los elementos estructurales incluyendo la carga muerta y viva sobre las losas, se comparó con el *material list* del ETABS, concluyendo que los pesos sísmicos calculados manualmente (provenientes del metrado de cargas) evidenciaron una adecuada consistencia con los calculados por el software.
- Para el análisis estático (FLE), se utilizó el metrado de cargas para distribuir el peso sísmico en cada uno de los pisos. Para la dirección X-X, el piso 1 obtuvo una cortante de 110.830 Tonf; el piso 2, 102.811 Tonf; el piso 3, 86.772 Tonf; el piso 4, 62.714 Tonf y el piso 5, 30.636 Tonf. Al realizar la comparativa en ambas direcciones con el ETABS se obtuvo una diferencia mínima 0.01% en cada piso.
- Respecto al análisis dinámico modal espectral, se obtuvo un periodo de 0.324 s para la dirección Y y un periodo de 0.306 s para la dirección X, mientras que el tercer

modo de vibración de la estructura corresponde a la rotación de esta. Dichos valores resultan adecuados para este tipo de estructuras típicas, en la cual predomina el sistema de muros estructurales, lo cual permite aumentar la rigidez de la edificación logrando un adecuado comportamiento sismorresistente.

- Al analizar las irregularidades, tanto en planta como en geometría, según la E.030 se concluyó que predominaba la irregularidad torsional en la estructura por lo que se añadió el factor de modificación de $I_a = 0.75$ para la dirección Y. Esto se debe en parte a la nueva modificación de la norma E.030 la cual añade el 30% del sismo perpendicular a la dirección del sismo analizada.
- Las cortantes estáticas fueron de 148.96 Tonf y 198.61 Tonf para X e Y, respectivamente, mientras que las cortantes dinámicas fueron de 88.07 Tonf y 153.59 Tonf para X e Y, respectivamente. Al realizar la verificación de que el 80% de la cortante estática sea menor a la cortante dinámica calculada, se concluyó en la aplicación del factor de escala según el artículo 44 de la E.030, resultando un factor de 1.35 para X y 1.03 para Y.
- Respecto a las derivas, al predominar el sistema de muros estructurales (R=6) en ambas direcciones se obtuvo derivas máximas de 0.0060 y 0.0048 para X e Y, respectivamente, los cuales son menores al límite del 0.007 establecido por la norma E.030 para estructuras de concreto armado.
- El diseño de las losas aligeradas mostró que las demandas de flexión fueron reducidas debido a las pequeñas luces de los paños y a la distribución de las cargas de tabiquería. Como resultado, en la mayoría de los casos el acero requerido fue menor que el acero mínimo reglamentario, por lo que el diseño estuvo gobernado por los requisitos de la Norma E.060, garantizando una adecuada capacidad resistente y un comportamiento seguro en servicio.
- La verificación por cortante demostró que la resistencia proporcionada por el concreto supera las fuerzas cortantes obtenidas del análisis estructural, por lo que no fue necesario incorporar refuerzo adicional. Asimismo, la evaluación conforme a la Norma E.060 y las recomendaciones del ACI 318 confirmó que las losas cumplen los requisitos de resistencia, ductilidad y control de fisuración, asegurando un adecuado desempeño estructural.
- En el diseño de las vigas principales (35x50) se obtuvo típicamente la siguiente distribución de acero: 2 varillas de 5/8” sup. e inf. a lo largo de todo el eje, sumado

con los respectivos bastones que requiera cada viga de entre-ejes, respecto a los estribos, se obtuvo 1@0.05, 10@0.10, rto. @0.20 m.

- Las columnas diseñadas de 35x35 (4 varillas de 5/8” y 8 1/2") resultaron con una cuantía de 1.47%, cumpliendo con la cuantía mínima del 1%. Además, al realizar el diagrama de interacción de estas, todas las solicitaciones de carga en todos los pisos no excedieron el límite delimitado por el Pu y el Mu propio de la columna con su reforzamiento propuesto.
- Se realizó la verificación de elemento de borde para las placas de la edificación para posteriormente diseñarlas a flexo-compresión y a corte, por lo que se obtuvo la siguiente distribución: para los elementos de borde (0.50x0.20), 10 varillas de 5/8”, con ello se obtiene una cuantía de 1.62%, superior al mínimo especificado de 1%, además de doble estribaje cada 15 cm, mientras que para el núcleo de la placa se utilizaron varillas longitudinales y transversales de 3/8” @ 0.25 m, cumpliendo con la cuantía mínima del 0.0025 en ambos sentidos.

4.2 Recomendaciones

- Se recomienda uniformizar las dimensiones de columnas y losas siempre que sea técnicamente viable, ya que ello favorece una distribución más regular de rigidez y resistencia en la estructura, simplifica el proceso constructivo y contribuye a un mejor desempeño sísmico de la edificación.
- Se recomienda realizar el análisis, diseño y detallado en las uniones viga-columna, de esta forma se garantiza un buen desempeño estructural en todas las uniones, garantizando que estas puedan seguir aportando resistencia cuando fallen las vigas.
- Al realizar el diseño estructural de los elementos estructurales de forma manual, es recomendable contrastarlos con el propio detallado de acero que ofrece el programa ETABS o incluso realizarlo con el CYPE.
- Es importante verificar la convergencia de resultados entre los cálculos manuales y los realizados por el programa, debido a esto es necesario realizar un análisis estático manual para compararlo con el análisis realizado por el software, de esta manera se puede entender y controlar los cálculos que realiza el software.
- En el análisis dinámico modal espectral, se recomienda crear un *load case* único para el 30% adicional del sismo perpendicular a la dirección analizada, resultando en 2 load cases para una sola dirección la cual se puede combinar en el apartado de *load combinations*.
- Se recomienda que el diseño de las losas aligeradas no se limite únicamente a la verificación de los requisitos mínimos de acero establecidos por la Norma E.060, sino que también se contrasten los resultados con las disposiciones del ACI 318, a fin de garantizar un adecuado control de fisuración, ductilidad y comportamiento estructural en condiciones de servicio.
- Es esencial evaluar cuidadosamente la distribución de las cargas de tabiquería y las luces de los paños durante la etapa de diseño, ya que estos parámetros influyen directamente en las demandas de flexión de las losas aligeradas y, por consiguiente, en la cuantía de acero requerida para su refuerzo.

5 REFERENCIAS

Abate, M., Evangelista, A. C. J., & Tam, V. W. Y. (2025). Advanced Seismic Analysis of a 44-Story Reinforced Concrete Building: A Comparison of Code-Based and Performance Based Design Approaches. Infrastructures, 10(4). https://doi.org/10.3390/infrastructures10040093

Astroza, M., Moroni, M., Muñoz, M. & Pérez, F. (2005). Estudio de la vulnerabilidad sísmica de edificios de vivienda social. ResearchGate, 1(4) 1-15. https://www.researchgate.net/publication/265292067_Estudio_de_la_vulnerabilidad_sismica_de_edificios_de_vivienda_social.

Blanco Blasco, A. (1994). Diseño de edificaciones de concreto armado. Colegio de Ingenieros del Perú.

Cárdenas, Oscar (2019). *Diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado de cinco pisos.* [Tesis para obtener título, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Pontificia Universidad Católica del Perú. http://hdl.handle.net/20.500.12404/15010

Carrascal, Edwin (2021). *Diseño estructural en concreto armado de un edificio de forma irregular para vivienda.* [Tesis de bachiller, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Pontificia Universidad Católica del Perú. http://hdl.handle.net/20.500.12404/19184

Gómez, Mayra (2022). *Diseño estructural en concreto armado de un edificio de vivienda multifamiliar de cinco pisos.* [Tesis para obtener título, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Pontificia Universidad Católica del Perú. http://hdl.handle.net/20.500.12404/22962

Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI). (2001). Estudio de vulnerabilidad sísmica en Lima. http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/pdf/esp/doc457/doc457.pdf

Ipsos Perú. (2021). Índice de vulnerabilidad de los trabajadores. https://www.ipsos.com/es-pe/indice-de-vulnerabilidad-de-los-trabajadores

Mitra, A., Aditya, L., Parthe, V., Tamizharasi, G. & Senthilkumar, R. (2024). Assessing earthquake resilience in RC buildings: The role of transfer beams and trusses on structural integrity. Structures, (70), 1-10. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.107885

Nieva, M., Osorio, S. Moscos, K. & Beraún, M. (2021). La autoconstrucción en un distrito de la provincia de Huancayo, Junín, Perú. Tayacaja 4(1), 51-61. https://pdfs.semanticscholar.org/bde9/b28ee9c0d5f960019627f545b4ca6c1dc074.pdf.

Nilson, A. H., Darwin, D., & Dolan, C. W. (2004). *Diseño de estructuras de concreto* (14.ª ed.). McGraw-Hill.

Ocola, L. (2005). Peligro, vulnerabilidad, riesgo y la posibilidad de desastres sísmicos en el Perú. Revista Geofísica (61), 81-125. https://catalogobiblioteca.ingemmet.gob.pe/bib/44289

OM Minería y Geotecnia S.A.C. (2016). Estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación para la creación de los servicios deportivos del campo deportivo La Ensenada en el AA.HH. La Ensenada de Chillón – Sector La Ensenada – Distrito de Puente Piedra (Documento N.° OM-ES-0-12 Rev. A). Elaborado para la Municipalidad Distrital de Puente Piedra.

Rakha, A., Choudhry, V. & Haque, Z. (2023). Structural design and analysis of G+5 framed structure using ETABS. International Journal of Science and Research Archive, 8(1), 875-881. https://doi.org/10.30574/ijsra.2023.8.1.0131

Rojas, C. (2024). Análisis de la vulnerabilidad sísmica de viviendas autoconstruidas (sin ingeniería) en el distrito de Punta Negra [Tesis de licenciatura, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio Académico PUCP. http://hdl.handle.net/20.500.12404/28149

Sebahire, F., Nsanzimfura, T., Imanaturikumwe, C. & Hafashimana, F. (2025). Comparative study of a reinforced concrete frame design based on American Concrete Institute (ACI 318) and British Standards (EN 1992). Discover Civil Engineering, 2(50), 1-11. https://doi.org/10.1007/s44290-025-00187-y

Sivakumar, S., Shobana, R., Aarthy, E., Thenmozhi, S., Gowri, V., & Kumar, BSC (2023). Seismic analysis of RC building (G+9) by response spectrum method. Materials Today: Proceedings. https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.03.659

6 ANEXOS

ESPECIFICACIONES CONCRETO ARMADO

CEMENTO:
CEMENTO TIPO I, IP ó IPM

CONCRETO ARMADO

COLUMNAS Y PLACAS:	f'c = 210 Kg/cm2
LOSAS Y VIGAS:	f'c = 210 Kg/cm2

ACERO
BARRAS CORRUGADAS ASTM A-615 (GRADO 60) fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTOS

CONCRETO VACIADO CONTRA EL TERRENO	7.5cm

SUPERFICIES ENCOFRADAS O SUPERIORES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE, AL AIRE SATURADO, SUMERGIDAS O EN CONTACTO CON EL TERRENO, INCLUYENDO ESTRIBOS, GANCHOS O ESPIRALES

BARRAS DE 3/4" ó MAYORES	5.0cm
BARRAS DE 5/8" ó MENORES	4.0cm

RESTO DE CASOS:

REFUERZO DE COLUMNAS O VIGAS, INCLUYENDO ESTRIBOS, GANCHOS O ESPIRALES	
ELEMENTOS DE ESPESOR < 23cm	2.0cm
RESTO DE ELEMENTOS	4.0cm
LOSAS, MUROS Y VIGUETAS DE TECHO	
BARRAS DE 3/4" ó MAYORES	4.0cm
BARRAS DE 5/8" ó MENORES	2.0cm

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

DIRECCIÓN X-X: PARALELA A EJES DE NÚMEROS
DIRECCIÓN Y-Y: PARALELA A EJES DE LETRAS

a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE:
DIRECCIÓN X-X: PLACAS DE CONCRETO ARMADO
DIRECCIÓN Y-Y: PLACAS DE CONCRETO ARMADO

b) PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN:
Tx=0.31s, Ty=0.32s

c) PARÁMETROS PARA DEFINIR FUERZA SÍSMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:

FACTOR DE ZONA (ZONA 4) :	Z=0.45	
FACTOR DE SUELO (TIPO S2) :	S=1.1, Tp=0.4s, TL=2.5s	
FACTOR DE CATEGORIA (CAT. A) :	U=1.0	
FACTORES DE REDUCCIÓN :	Rx=6.0, Ry=6.0	
IRREGULARIDADES EN PLANTA:	SI PRESENTA	Ip X=0.75
IRREGULARIDADES EN ALTURA:	NO PRESENTA	Ia=1.0

d) FUERZA CORTANTE EN LA BASE:
Vx=111 Ton, Vy=148 Ton

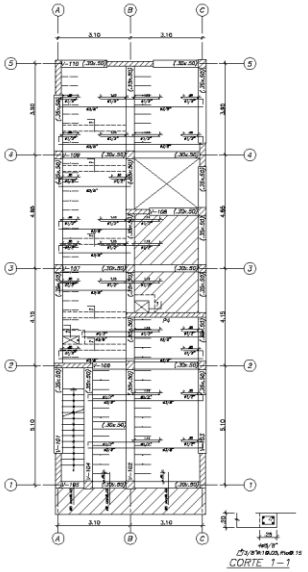
e) DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS:
Dx=0.9cm, Dy=1.24cm

f) DERIVAS:
Dx/h=0.0063, Dy/h=0.0047

ESPECIFICACIONES TABIQUERÍA Y CONTRAPISOS

- LOS TABIQUES SERÁN DE ALBAÑILERIA
- EL DISEÑO HA CONSIDERADO LOS SIGUIENTES PESOS PARA EL ACABADO DE PISO:

TODOS LOS NIVELES: 100 Kg/m2 (5cm DE CONTRAPISO Y ACABADO)

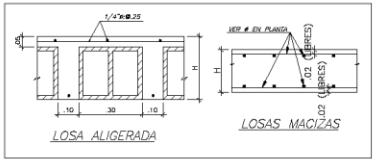


CORTE 1-1

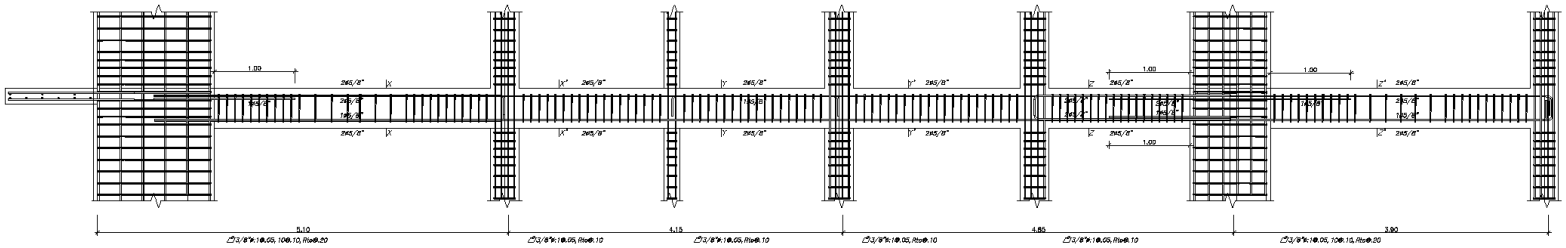
ENCOFRADO PISO 1 AL 4 - AZOTEA
PISO 1 AL 4 (S/C=300 Kg/m2) AZOTEA (S/C=100 Kg/m2)

LOSA MACIZA H=0.20m
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR ø8 mm@.40
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR ø8 mm@.20
(EN PLANTA SOLO SE MUESTRAN LOS BASTONES ADICIONALES A LAS MALLAS INDICADAS)

LOSA ALIGERADA H=0.30m
LOSA ALIGERADA EN UNA DIRECCION (VIGUETAS@.40cm)
ACERO DE TEMPERATURA TRANSVERSAL Φ1/4"@.25



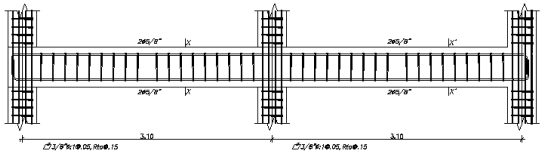
UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS	
PROYECTO : TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL (TSP)	ESCALA 1/75
UNIVERSIDAD: UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS	FECHA JUNIO 2026
UBICACIÓN : MZ C LT 40 HUERTOS DE CHILLON, AV LOS PINOS, DISTRITO DE PUENTE PIEDRA, DEPARTAMENTO DE LIMA	ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS
PLANO : ESPECIFICACIONES GENERALES Y PLANO DE ENCOFRADOS	
PROFESIONALES: APAZA ROQUE, DIEGO ORLANDO; MELGONES HUAMANI, VICTOR FABIO	E-01



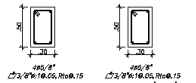
V–103 (.35X.50) (.35X.50) (.35X.50) (.35X.50) (.35X.50) (.35X.50)



CORTE X–X | CORTE X'–X' | CORTE Y–Y | CORTE Y'–Y' | CORTE Z–Z | CORTE Z'–Z'

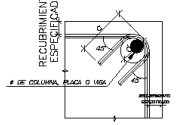


V–109 (.30X.50)



CORTE X–X | CORTE X'–X'

DETALLES DE REFUERZO (GANCHOS, ESTRIBOS, ANCLAJES)



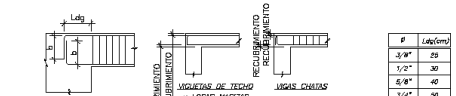
ø	d (cm)	a* (cm)	c (cm)
1/4"	4	10	9
3/8"	6	15	11
1/2"	8	20	13
5/8"	10	25	13
3/4"	12	30	16
1"	16	40	21
1 3/8"	28	60	32

DOBLADO GANCHOS A 90° Y 180°

*SALVO SE INDIQUE UNA LONGITUD MAYOR EN LOS PLANOS.

ø	dg (cm)	a (cm)
1/4"	3	10
3/8"	5	13
1/2"	8	18
5/8"	11	23

DOBLADO DE ESTRIBOS

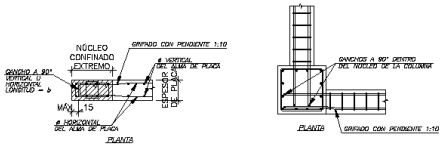


ø	Ldg(cm)
3/8"	25
1/2"	30
5/8"	40
3/4"	50
1"	65
1 3/8"	80

VIGUETAS DE TECHO y LOSAS MACIZAS | VIGAS CHATAS

ANCLAJE TIPICO DE VIGAS, VIGUETAS Y LOSAS

NOTA: b= LONGITUD DE GANCHO (VER DETALLE DE DOBLADO DE GANCHOS)



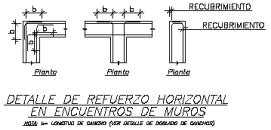
DESARROLLO ø HORIZONTAL DE PLACA DENTRO DEL NÚCLEO CONFINADO

ANCLAJE DE VIGAS EN COLUMNAS

ESPECIFICACIONES PARA PAQUETES DE 2 VARILLAS DE REFUERZO

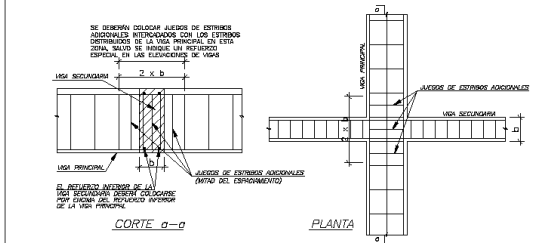
DEBE DE CUMPLIRSE LO SIGUIENTE:

1. ENSAMBLAR LOS PAQUETES ANTES DEL MONTAJE.
2. AMARRAR LAS BARRAS QUE FORMAN EL PAQUETE CON ALAMBRE #16 CADA 20 cm.
3. EFECTUAR LOS EMPALMES POR MEDIO DE UNA BARRA DE TRASLAPE EN CADA UNIÓN SEGÚN DETALLE.
4. TERMINAR LAS BARRAS DE UN PAQUETE EN PUNTOS DISTINTOS ALEJADOS MINIMO 40 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA DE REFUERZO, DE TAL MANERA QUE NUNCA EXISTAN DOS EMPALMES CERCANOS.

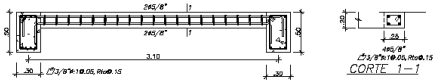


DETALLE DE REFUERZO HORIZONTAL EN ENCUENTROS DE MUROS

NOTA: b= LONGITUD DE GANCHO (VER DETALLE DE DOBLADO DE GANCHOS)



DETALLE DE REFUERZO TÍPICO PARA VIGAS QUE RECIBEN OTRAS VIGAS



CORTE 1–1

UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS	
PROYECTO : TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL (TSP)	ESCALA 1:25
UNIVERSIDAD: UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS	FECHA JUNIO 2028
UBICACIÓN : MZ C LT 40 HUERTOS DE CHILLON, AV LOS PINOS, DISTRITO DE PUENTE PIEDRA, DEPARTAMENTO DE LIMA	ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS
PLANO : VIGAS SUPERIORES	
PROFESIONALES: APAZA ROQUE, DIEGO ORLANDO MILLONES HUAMANÍ, VICTOR FARID	E–02

COLUMNAS Y PLACAS

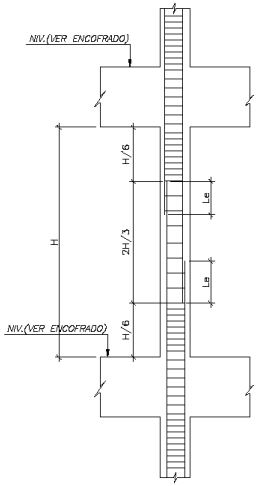
EMPALMES TRASLAPADOS

LONGITUDES DE EMPALMES TRASLAPADOS "Le" (cm)		
ø	BARRAS SUPERIORES	OTRAS BARRAS
1/4"	30	30
3/8"	45	35
1/2"	60	45
5/8"	75	60
3/4"	90	70
1"	150	115
1 3/8"	200	155

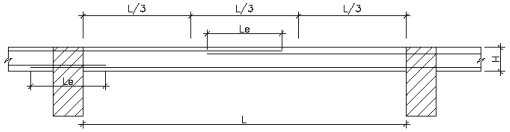
NOTAS:

1) LAS BARRAS SUPERIORES SON BARRAS HORIZONTALES COLOCADAS SOBRE 30cm Ó MÁS DE CONCRETO FRESCO. EL REFUERZO HORIZONTAL DE MUROS SE CONSIDERARÁ COMO "BARRAS SUPERIORES". EL REFUERZO VERTICAL PODRÁ SER CONSIDERADO COMO "OTRAS BARRAS".

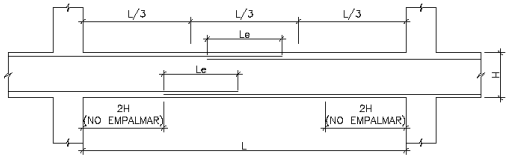
2) EN CASO DE EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL REFUERZO EN UNA MISMA SECCIÓN O EMPALMAR FUERA DE LAS ZONAS INDICADAS, SE DEBERÁN AUMNENTAR LAS LONGITUDES DE TRASLAPE EN UN 30%.



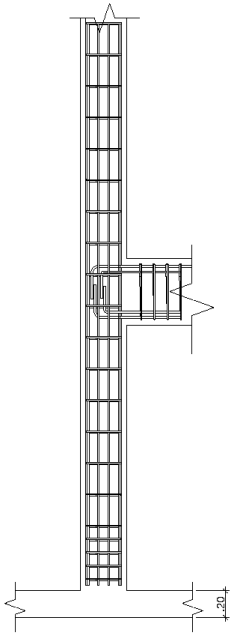
DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS, PLACAS y MUROS PARA REFUERZO VERTICAL



EMPALMES TRASLAPADOS LOSAS Y VIGAS CHATAS



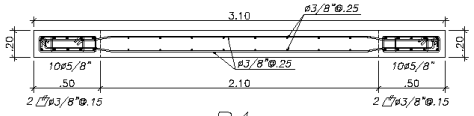
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS





4ø5/8"+8ø1/2"
□3/8"@:1@.05, 5@.10, Rto@.15

C3



P4

UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS	
PROYECTO : TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL (TSP)	ESCALA 1/25
UNIVERSIDAD: UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS	FECHA JUNIO 2026
UBICACIÓN : MZ C LT 40 HUERTOS DE CHILLON, AV LOS PINOS, DISTRITO DE PUENTE PIEDRA, DEPARTAMENTO DE LIMA	ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS
PLANO : COLUMNAS Y PLACAS	
PROFESIONALES: APAZA PEDRIQUE, DIEGO ORLANDO MILLONES HUAMANI, VICTOR FARID	E-03