Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión

Facultad de Ingeniería Civil

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

Diseño sísmico del Mercado Nuevo Amanecer, Barranca, Lima, 2022

Tesis

Para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil

Autor

Jose Luis Mejia Hernandez

Asesor

Mg. Pedro Luis Sebastián Cruz

Mg. SEBASTIAN CRUZ PEDRO LUIS

Huacho – Perú

2026



Reconocimiento – No comercial – Sin derivadas – Sin restricciones adicionales

https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/

Acreditación: conceder crédito, enlazar a la licencia e identificar modificaciones. Es factible ejecutarlo de manera razonable, pero no de tal manera que requiera el apoyo del licenciante. Sin ánimo de lucro: el material no puede ser empleado de manera comercial. Derivados inexistentes: El material modificado no podrá ser distribuido. Ausencia de restricciones: no se aplica. No existen restricciones jurídicas ni restricciones tecnológicas que restrinjan lo autorizado por la licencia.

UNIVERSIDAD NACIONAL
JOSÉ FAUSTINO SÁNCHEZ CARRIÓN
LICENCIADA

Resolución de Consejo Directivo N° 012-2020-SUNEDU/CD de fecha 27/01/2020

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

METADATOS

DATOS DEL AUTOR (ES):		
NOMBRES Y APELLIDOS	**DNI**	**FECHA DE SUSTENTACIÓN**
Jose Luis Mejia Hernandez	70977732	26/10/2026
DATOS DEL ASESOR:		
NOMBRES Y APELLIDOS	**DNI**	**CÓDIGO ORCID**
Mg. Pedro Luis Sebastian Cruz	32948649	https://orcid.org/0000-0001-7160-5822
DATOS DE LOS MIEMROS DE JURADO:		
NOMBRES Y APELLIDOS	**DNI**	**CÓDIGO ORCID**
Dr. Enrique Ubaldo Díaz Vega	15739242	https://orcid.org/0000-0003-1886-0693
Mo. Pablo Wenceslao Velásquez Guardia	07549627	https://orcid.org/0000-0003-2389-920X
Mo. Roman Aguirre Ortiz	31618099	https://orcid.org/0000-0001-9549-133X

2026-081276 MEJIA HERNANDEZ JOSE LUIS

DISEÑO SISMICO DEL MERCADO NUEVO AMANECER, BARRANCA, LIMA, 2022

UNIDAD DE INVESTIGACION JUNIO 2026 FIC

UNIDAD DE INVESTIGACION JUNIO 2026

Facultad de Ingeniería Civil

Detalles del documento

Identificador de la entrega
trn:oid:::1:3665360329

Fecha de entrega
30 sep 2026, 4:20 p.m. GMT-5

Fecha de descarga
30 sep 2026, 4:33 p.m. GMT-5

Nombre del archivo
SISMICO_DEL_MERCADO_NUEVO_AMANECER,_BARRANCA,_LIMA,_2022_1.docx

Tamaño del archivo
5.6 MB

131 páginas

24.630 palabras

140.487 caracteres

18% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...

Filtrado desde el informe

- Bibliografía
- Coincidencias menores (menos de 10 palabras)

Fuentes principales

15% Fuentes de Internet
5% Publicaciones
13% Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alertas de integridad para revisión

No se han detectado manipulaciones de texto sospechosas.

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.

DEDICATORIA

Dedico este proyecto a mis padres que siempre me han brindado apoyo y amor incondicional, en especial a mi padre que a través de sus consejos y recomendaciones pude llegar hasta esta etapa de mi carrera universitaria.

José Luis Mejía Hernández

AGRADECIMIENTO

Expreso mi agradecimiento a todas las personas que contribuyeron a mi formación profesional y al desarrollo de esta investigación. A mi familia, por su respaldo permanente; a mis docentes, por los conocimientos compartidos; y a mi asesor, por la orientación brindada durante el proceso de elaboración de esta tesis.

José Luis Mejía Hernández

ÍNDICE

DEDICATORIA **5**

AGRADECIMIENTO **6**

ÍNDICE **7**

ÍNDICE DE TABLAS **12**

ÍNDICE DE FIGURAS **14**

RESUMEN **16**

ABSTRACT **17**

INTRODUCCIÓN **18**

CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA **1**

1.1. DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA 1

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA 2

1.2.1. Problema General 2

1.2.2. Problemas Específicos 2

1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN 2

1.3.1. Objetivo General 2

1.3.2. Objetivos Específicos: 3

1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN 3

1.4.1. Justificación Teórica 3

1.4.2. Justificación Práctica 3

1.4.3. Justificación Social 3

1.5. DELIMITACIÓN DEL ESTUDIO: 4

1.5.1. Delimitación Espacial 4

1.5.2. Delimitación Temporal 4

1.5.3. Delimitación social 4

1.6. VIABILIDAD DEL ESTUDIO: 4

1.6.1. Técnica 4
1.6.2. Operativa 4
1.6.3. Financiera 5
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO 6
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN 6
2.1.1. Investigaciones Internacionales 6
2.1.2. Investigaciones Nacionales 9
2.2. BASES TEÓRICAS 11
2.2.1. Peligro sísmico en el Perú 11
2.2.2. Diseño estructural sismorresistente 12
2.2.3. Condiciones geotécnicas y clasificación sísmica del suelo 13
2.2.4. Acciones gravitacionales y peso sísmico de la edificación 14
2.2.5. Sistema de muros estructurales de concreto armado 14
2.2.6. Modelamiento estructural 15
2.2.7. Análisis sísmico estático 16
2.2.8. Análisis dinámico modal espectral 17
2.2.9. Periodo fundamental y masa modal participante 18
2.2.10. Rigidez y regularidad estructural 19
2.2.11. Desplazamientos y derivas de entrepiso 19
2.2.12. Diseño de elementos de concreto armado 20
2.2.13. Flexocompresión y diagramas de interacción 21
2.2.14. Ductilidad y diseño por capacidad 22
2.2.15. Seguridad estructural en edificaciones comerciales 22
2.3. BASES FILOSÓFICAS 23
2.4. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS 24
2.4.1. Capacidad admisible del suelo. 24

2.4.2. Cimentación. 24
2.4.3. Cortante basal. 24
2.4.4. Deriva de entrepiso. 24
2.4.5. Diseño estructural sismorresistente. 25
2.4.6. Espectro de diseño. 25
2.4.7. Flexocompresión. 25
2.4.8. Modelamiento estructural. 25
2.4.9. Muro estructural. 25
2.4.10. Sistema dual. 26
2.4.11. Suelo tipo S1. 26
2.5. HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN 27
2.5.1. Hipótesis general 27
2.5.2. Hipótesis específicas. 27
CAPÍTULO III METODOLOGÍA 28
3.1. DISEÑO METODOLÓGICO 28
3.1.1. Tipo de investigación 28
3.1.2. Alcance y Corte de la Investigación 28
3.1.3. Nivel o enfoque de la investigación 28
3.1.4. Enfoque de investigación 29
3.1.5. Diseño de investigación 29
3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA 29
3.2.1. Población 29
3.2.2. Muestra 29
3.3. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS 30
3.3.1. Técnicas a emplear 30
3.3.2. Técnicas para el procesamiento de la información 31

3.4. MATRIZ DE CONSISTENCIA 33

CAPÍTULO IV RESULTADOS 34

4.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS (HIPÓTESIS ESPECÍFICA 1) 34

4.1.1. Ubicación de calicata y ensayos realizados 34

4.1.2. Contenido de humedad 35

4.1.3. Análisis granulométrico 35

4.1.4. Límites de Consistencia 38

4.1.5. Clasificación SUCS 40

4.1.6. Capacidad admisible del suelo 41

4.1.7. Interpretación técnica de los hallazgos 41

4.2. RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y SÍSMICO (HIPÓTESIS ESPECÍFICA 2) 42

4.2.1. Procedimiento estructural resumido 42

4.2.2. Propiedades de los materiales 42

4.2.3. Metrado de cargas 43

4.2.4. Parámetros sísmicos de diseño 44

4.2.5. Sistema estructural adoptado 48

4.2.6. Análisis estático 51

4.2.7. Análisis dinámico modal espectral 51

4.2.8. Verificación de irregularidades 52

4.2.9. Masa estructural 58

4.2.10. Cortante basal 58

4.2.11. Distribución de fuerzas sísmicas 59

4.2.12. Desplazamientos y derivas 60

4.3. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES 62

4.3.1. Diseño de la losa aligerada 62

4.3.2. Diseño de vigas 69
4.3.3. Diseño de las columnas 73
4.3.4. Diseño de placas 79
4.3.5. Verificación por diseño por capacidad 84
4.4. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS 86
4.4.1. Procedimiento de contrastación 86
4.4.2. Contrastación de la hipótesis específica 1 87
4.4.3. Contrastación de la hipótesis específica 2 88
4.4.4. Contrastación de la hipótesis específica 3 89
4.4.5. Contrastación de la hipótesis general 90
CAPÍTULO V DISCUSIÓN 92
5.1. DISCUSIÓN DE RESULTADOS 92
CAPÍTULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 97
6.1. CONCLUSIONES 97
6.2. RECOMENDACIONES: 99
REFERENCIAS 101
ANEXOS 104
OPERACIONALIZACIÓN DE LA VARIABLE 111

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Ensayos de laboratorio realizados para la caracterización del suelo del proyecto.....34

Tabla 2 Contenido de humedad natural por estrato del terreno evaluado 35

Tabla 3 Síntesis del análisis granulométrico por estrato 36

Tabla 4 Resultados de límites de consistencia por estrato 38

Tabla 5 Clasificación SUCS del perfil estratigráfico evaluado.....40

Tabla 6 Parámetros empleados para el cálculo de la capacidad admisible del suelo.....41

Tabla 7 Resumen del predimensionamiento estructural adoptado 42

Tabla 8 Propiedades mecánicas de los materiales empleados en el análisis estructural 43

Tabla 9 Resumen de cargas consideradas en el modelo estructural 44

Tabla 10 Parámetros sísmicos adoptados para el análisis estructural 45

Tabla 11 Sistema estructural 48

Tabla 12 Porcentaje que absorben los muros de corte en SISMO X.....49

Tabla 13 Porcentaje que absorben los muros de corte en SISMO Y.....50

Tabla 14 Participación de los muros estructurales en la resistencia lateral de la edificación 51

Tabla 15 Verificación de irregularidades estructurales.....53

Tabla 16 Cortante Dinámica SISDINX 54

Tabla 17 Cortante Dinámica SISDINY 54

Tabla 18 Irregularidad de Masa o Peso 55

Tabla 19 Masa total de la estructura según el modelo estructural.....58

Tabla 20 Cortante basal obtenida en las direcciones principales de análisis.....59

Tabla 21 Distribución de fuerzas sísmicas en altura para el eje X.....59

Tabla 22 Distribución de fuerzas sísmicas en altura para el eje Y 59

Tabla 23 Verificación global del comportamiento sísmico de la estructura..... 60

Tabla 24 Resumen de resultados del diseño de la losa aligerada 63

Tabla 25 Resumen de la resistencia de diseño al corte por nervadura 67

Tabla 26 Resumen de resultados del diseño de vigas 70

Tabla 27 Resumen de resultados del diseño de columnas..... 74

Tabla 28 Puntos del diagrama de interacción y combinaciones de carga aplicadas en columnas 74

Tabla 29 Resumen de combinaciones de carga aplicadas en la columna..... 75

Tabla 30 Verificación del diseño por resistencia - Zona 1..... 75

Tabla 31 Verificación del diseño por resistencia - Zona 2..... 76

Tabla 32 Verificación del diseño por capacidad- Zona 1..... 76

Tabla 33 Verificación del diseño por capacidad- Zona 2..... 77

Tabla 34 Resumen de resultados del diseño de placas estructurales..... 79

Tabla 35 Curvas de interacción y fuerzas internas de las placas estructurales..... 80

Tabla 36 Síntesis de la verificación por diseño por capacidad en elementos estructurales 86

Tabla 37 Síntesis de la contrastación técnico-normativa de las hipótesis 90

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Curva granulométrica del estrato N.° 1 36

Figura 2 Curva granulométrica del estrato N.° 2 37

Figura 3 Curva granulométrica del estrato N.° 3 37

Figura 4 Curva granulométrica del estrato N.° 4 38

Figura 5 Contenido de humedad a 25 golpes del estrato N.° 1 39

Figura 6 Contenido de humedad a 25 golpes del estrato N.° 2 39

Figura 7 Contenido de humedad a 25 golpes del estrato N.° 3 39

Figura 8 Contenido de humedad a 25 golpes del estrato N.° 4 40

Figura 9 Modelamiento estructural con consideración de cargas de muros no portantes.....44

Figura 10 Configuración del peso sísmico en el modelo estructural 46

Figura 11 Zonificación sísmica del Perú empleada para el diseño 46

Figura 12 Factores de amplificación sísmica considerados en el análisis.....47

Figura 13 Estimación del periodo fundamental de vibración de la estructura 47

Figura 14 Fuerzas en todos los elementos estructurales debido al Sismo Estático en X.....49

Figura 15 Fuerzas en solamente los muros de cortes debido al Sismo Estático en X. 49

Figura 16 Fuerzas en solamente los muros de cortes debido al Sismo Estático en X. 49

Figura 17 Fuerzas en solamente los muros de cortes debido al Sismo Estático en Y. 50

Figura 18 Aceleración Espectral empleada en el análisis modal espectral 52

Figura 19 Modelado matemático en software ETABS 56

Figura 20 Desplazamiento relativo en los entrepisos ante Sismo Dinámico en X 57

Figura 21 Desplazamiento relativo en los entrepisos ante Sismo Dinámico en Y 57

Figura 22 Derivas de los entrepisos en el eje X. 61

Figura 23 Derivas de los entrepisos en el eje Y. 61

Figura 24 Momentos flectores en la losa aligerada 64

Figura 25 Bloque de esfuerzos de Whitney utilizado en el diseño por flexión de la losa 64

Figura 26 Hoja de cálculo para la determinación del acero por flexión en la losa aligerada 65

Figura 27 Hoja de cálculo para la verificación de ensanches en la losa aligerada 67

Figura 28 Cortantes máximos en la losa aligerada 68

Figura 29 Momentos flectores en la viga seleccionada para el diseño 70

Figura 30 Hoja de cálculo para la determinación del acero por flexión en vigas 71

Figura 31 Hoja de cálculo para la determinación del espaciamiento de estribos en vigas 72

Figura 32 Distribución de cortantes en la viga analizada 72

Figura 33 Propiedades geométricas de la columna evaluada 77

Figura 34 Distribución del refuerzo longitudinal en la sección de la columna 78

Figura 35 Puntos notables para la construcción del diagrama de interacción de la columna 78

Figura 36 Diagrama de interacción de la columna con mayores esfuerzos 78

Figura 37 Parámetros geométricos y resistentes de la placa representativa orientada en el eje X 81

Figura 38 Diagramas de interacción de las placas en el eje X 82

Figura 39 Parámetros geométricos y resistentes de la placa representativa orientada en el eje Y 83

Figura 40 Diagramas de interacción de la placa orientada en el eje Y ante la acción sísmica en Y 84

Figura 41 Verificación del diseño por capacidad en placas estructurales 85

RESUMEN

La presente investigación tuvo como objetivo desarrollar el diseño estructural sismorresistente del Mercado Nuevo Amanecer, ubicado en Barranca, Lima, verificando su seguridad y desempeño de acuerdo con la normativa peruana vigente. El estudio fue de tipo aplicado, con enfoque cuantitativo, alcance descriptivo-propositivo, diseño no experimental y corte transversal. El procedimiento comprendió la caracterización geotécnica del terreno, el metrado de cargas, el predimensionamiento de los elementos, el modelamiento tridimensional en ETABS, el análisis sísmico estático y dinámico modal espectral, y el diseño de los principales elementos de concreto armado.

Los resultados del estudio de mecánica de suelos permitieron identificar cuatro estratos predominantemente granulares, conformados por arenas mal graduadas y grava bien graduada con arena. Se obtuvo un ángulo de fricción interna de 32.5º, cohesión igual a cero y una capacidad admisible de 4.73 kg/cm^2.

El modelo estructural presentó un peso sísmico total de 5014.59771 tonf y una cortante basal estática de 1222.3082 tonf en las direcciones X e Y. El periodo fundamental calculado mediante ETABS fue de 0.152 s y las derivas de entrepiso se mantuvieron por debajo del límite de 0.007 establecido para estructuras de concreto armado. Los muros estructurales absorbieron el 96.45 % de la cortante en la dirección X y el 97.86 % en la dirección Y, por lo que la edificación fue clasificada como un sistema de muros estructurales de concreto armado complementado por pórticos.

Las losas, vigas, columnas y placas fueron diseñadas con concreto de f'c=280 kg/cm^2 y acero de f_y=4200 kg/cm^2, obteniéndose resultados satisfactorios en las verificaciones de flexión, corte, flexocompresión y diseño por capacidad. Se concluyó que la propuesta estructural presenta condiciones adecuadas de resistencia, rigidez y control de deformaciones frente a las solicitaciones consideradas.

Palabras clave: diseño sismorresistente, análisis modal espectral, muros estructurales, concreto armado, capacidad admisible del suelo.

ABSTRACT

The objective of this research was to develop the earthquake-resistant structural design of the Nuevo Amanecer Market, located in Barranca, Lima, by verifying its safety and structural performance in accordance with current Peruvian standards. The study was applied research, with a quantitative approach, a descriptive-propositional scope, a non-experimental design, and a cross-sectional time frame. The procedure included the geotechnical characterization of the site, load estimation, preliminary sizing of the structural members, three-dimensional modeling in ETABS, static and modal response spectrum analyses, and the design of the main reinforced-concrete structural elements.

The soil mechanics study identified four predominantly granular strata composed of poorly graded sands and well-graded gravel with sand. An internal friction angle of 32.5º, zero cohesion, and an allowable soil bearing capacity of 4.73 kg/cm^2 were obtained.

The structural model had a total seismic weight of 5014.59771 tonf and a static base shear of 1222.3082 tonf in both the X and Y directions. The fundamental period calculated using ETABS was 0.152 s, and the interstory drifts remained below the limit of 0.007 established for reinforced-concrete structures. The structural walls resisted 96.45% of the base shear in the X direction and 97.86% in the Y direction. Therefore, the building was classified as a reinforced-concrete structural-wall system complemented by moment-resisting frames.

The slabs, beams, columns, and structural walls were designed using concrete with a compressive strength of f'c=280 kg/cm2 and reinforcing steel with a yield strength of fy=4200 kg/cm2. Satisfactory results were obtained in the flexural, shear, axial-flexural interaction, and capacity-design verifications. It was concluded that the proposed structural system provides adequate strength, stiffness, and deformation control under the loads and seismic demands considered in the study.

Keywords: earthquake-resistant design, modal response spectrum analysis, structural walls, reinforced concrete, allowable soil bearing capacity.

INTRODUCCIÓN

El Perú se encuentra ubicado en una zona de elevada actividad sísmica, debido principalmente al proceso de convergencia entre las placas de Nazca y Sudamericana. Esta condición hace necesario que las edificaciones sean proyectadas considerando criterios de resistencia, rigidez, estabilidad y ductilidad, especialmente cuando se trata de infraestructuras comerciales que concentran diariamente a un número importante de personas. En ese contexto, los mercados de abastos cumplen una función económica y social relevante, por lo que su diseño estructural debe responder tanto a las condiciones del terreno como a las exigencias sísmicas establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

En la ciudad de Barranca, el Mercado Nuevo Amanecer representa una alternativa para mejorar las condiciones en las que se desarrollan las actividades comerciales y de abastecimiento de la población. Sin embargo, para que esta infraestructura pueda cumplir adecuadamente su función, resulta necesario disponer de una propuesta estructural técnicamente sustentada, que considere las características geotécnicas del lugar, las cargas derivadas de su uso y el comportamiento de la edificación ante posibles eventos sísmicos.

Por esta razón, la presente investigación tuvo como objetivo desarrollar el diseño estructural sismorresistente del Mercado Nuevo Amanecer, verificando su seguridad y desempeño de acuerdo con la normativa peruana vigente. Para alcanzar este propósito, se determinaron las características físico-mecánicas del terreno y su capacidad admisible, se evaluó la respuesta sísmica global mediante los procedimientos de análisis estático y dinámico modal espectral, y se diseñaron los principales elementos estructurales de concreto armado, como losas, vigas, columnas y muros estructurales.

La investigación fue de tipo aplicada, con enfoque cuantitativo, alcance descriptivo-propositivo, diseño no experimental y corte transversal. El desarrollo del estudio comprendió la revisión de la normativa técnica, el reconocimiento del área del proyecto, la ejecución del

estudio de mecánica de suelos, el metrado de cargas, el predimensionamiento de los elementos resistentes y la elaboración de un modelo tridimensional mediante el software ETABS. Asimismo, se utilizaron hojas de cálculo para verificar la resistencia de los elementos frente a solicitaciones de flexión, corte, flexocompresión y diseño por capacidad.

Los resultados geotécnicos permitieron identificar cuatro estratos constituidos principalmente por materiales granulares. Los tres primeros fueron clasificados como arenas mal graduadas y el cuarto como grava bien graduada con arena. A partir de los parámetros obtenidos mediante el ensayo de corte directo, se determinó una capacidad admisible del suelo de 4.73 kg/cm2, valor que fue considerado para establecer las condiciones de apoyo de la propuesta estructural.

En cuanto al comportamiento sísmico, el modelo estructural presentó un peso sísmico total de 5014.59771 tonf y una cortante basal estática de 1222.3082 tonf en las direcciones X e Y. El periodo fundamental obtenido mediante ETABS fue de 0.152 s y las derivas de entrepiso se mantuvieron por debajo del límite de 0.007 establecido para estructuras de concreto armado. Además, los muros estructurales absorbieron el 96.45 % de la cortante en la dirección X y el 97.86 % en la dirección Y, por lo que la edificación fue clasificada como un sistema de muros estructurales de concreto armado complementado por pórticos.

El diseño de los elementos estructurales se realizó considerando concreto con una resistencia a la compresión de 280 kg/cm2 y acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm2. Las verificaciones desarrolladas mostraron que las losas y vigas presentaron una capacidad adecuada frente a las solicitaciones de flexión y corte, mientras que las columnas y placas cumplieron las comprobaciones efectuadas mediante diagramas de interacción y diseño por capacidad. En conjunto, los resultados evidenciaron una respuesta estructural favorable dentro del alcance técnico de la investigación.

La tesis se encuentra organizada en seis capítulos. El primer capítulo presenta el planteamiento del problema, los objetivos, la justificación, las delimitaciones y la viabilidad del estudio. El segundo capítulo desarrolla los antecedentes, las bases teóricas, las bases filosóficas, la definición de términos, las hipótesis y la operacionalización de la variable. El tercer capítulo describe la metodología aplicada. El cuarto capítulo expone los resultados geotécnicos, el análisis estructural y sísmico, el diseño de los elementos y la contrastación de las hipótesis. El quinto capítulo contiene la discusión de los resultados en relación con los objetivos, antecedentes y criterios técnicos. Finalmente, el sexto capítulo presenta las conclusiones y recomendaciones derivadas de la investigación.

CAPÍTULO I
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción de la Realidad Problemática

El Perú se encuentra en una zona de elevada actividad sísmica debido a la interacción de la placa de Nazca con la placa Sudamericana, condición que obliga a proyectar edificaciones con criterios técnicos orientados a reducir la vulnerabilidad estructural y proteger la vida de los usuarios. En ese sentido, el Reglamento Nacional de Edificaciones establece exigencias obligatorias para el diseño sismorresistente, mientras que la normativa geotécnica exige estudios de mecánica de suelos que permitan definir adecuadamente las condiciones de cimentación y seguridad estructural (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2018, 2021; Instituto Geofísico del Perú [IGP], s. f.).

En las edificaciones destinadas al comercio, el diseño estructural adquiere especial relevancia debido a la afluencia de usuarios y a la necesidad de garantizar continuidad operativa y seguridad ante eventos sísmicos. En el caso de los mercados de abastos, esta exigencia es aún mayor, ya que se trata de espacios de uso intensivo y de importancia funcional para el abastecimiento urbano. Por ello, el diseño de este tipo de infraestructura debe articular las disposiciones de seguridad estructural con las condiciones mínimas exigidas para edificaciones comerciales por la normativa nacional (MVCS, 2019, 2021).

En el caso del Mercado Nuevo Amanecer, ubicado en la ciudad de Barranca, se advierte la necesidad de contar con una propuesta estructural técnicamente sustentada que permita orientar su adecuada consolidación como infraestructura comercial. La ausencia de un diseño estructural sismorresistente integral limita la posibilidad de garantizar condiciones de seguridad frente a eventos sísmicos y dificulta el uso ordenado y funcional del espacio destinado a la actividad comercial. Asimismo, la ocupación no planificada de parte del entorno

inmediato y la falta de una propuesta técnica estructurada comprometen la posibilidad de desarrollar una infraestructura segura, funcional y compatible con las exigencias normativas actuales. En consecuencia, resulta pertinente formular una propuesta de diseño estructural sismorresistente que responda a las condiciones del terreno, al uso previsto de la edificación y a los requisitos establecidos en la normativa peruana vigente.

1.2. Formulación del Problema

1.2.1. Problema General

¿De qué manera el diseño estructural sismorresistente del Mercado Nuevo Amanecer, ubicado en Barranca, Lima, permite garantizar condiciones adecuadas de seguridad y desempeño estructural conforme a la normativa peruana vigente?

1.2.2. Problemas Específicos

1. ¿Cuáles son las características geotécnicas del terreno y la capacidad admisible del suelo en el área del Mercado Nuevo Amanecer?
2. ¿Cuál es la respuesta sísmica de la estructura propuesta mediante el análisis estático y dinámico modal espectral?
3. ¿De qué manera el diseño de las losas, vigas, columnas y muros estructurales permite satisfacer las exigencias de resistencia y desempeño sísmico establecidas en la normativa peruana vigente?

1.3. Objetivos de la Investigación

1.3.1. Objetivo General

Desarrollar el diseño estructural sismorresistente del Mercado Nuevo Amanecer, ubicado en Barranca, Lima, verificando su seguridad y desempeño estructural de

acuerdo con la normativa peruana vigente.

1.3.2. Objetivos Específicos:

1. Determinar las características geotécnicas del terreno y la capacidad admisible del suelo en el área del Mercado Nuevo Amanecer.
2. Evaluar la respuesta sísmica de la estructura propuesta mediante el análisis estático y dinámico modal espectral.
3. Diseñar y verificar las losas, vigas, columnas y muros estructurales de la edificación, considerando las solicitaciones obtenidas y las exigencias de resistencia, rigidez y ductilidad establecidas en la normativa peruana vigente.

1.4. Justificación de la Investigación

1.4.1. Justificación Teórica

La investigación se justifica teóricamente porque integra criterios de la ingeniería estructural, la ingeniería geotécnica y el diseño sismorresistente aplicados a una edificación de uso comercial. Asimismo, toma como base el Reglamento Nacional de Edificaciones, especialmente las normas vinculadas a cargas, diseño sismorresistente, suelos y cimentaciones y concreto armado, permitiendo articular el conocimiento normativo con su aplicación técnica en un caso específico (MVCS, 2018, 2019, 2021).

1.4.2. Justificación Práctica

Desde el punto de vista práctico, el estudio propone una alternativa técnicamente sustentada para el diseño estructural del Mercado Nuevo Amanecer, contribuyendo a mejorar las condiciones de seguridad de una futura infraestructura comercial y a orientar decisiones de intervención o ejecución con base en criterios de ingeniería.

1.4.3. Justificación Social

La investigación posee relevancia social porque el diseño de una infraestructura comercial segura contribuye a proteger la integridad de los futuros usuarios, comerciantes y trabajadores del mercado. Además, una propuesta estructural técnicamente adecuada favorece la planificación urbana, el ordenamiento del uso del espacio y la disponibilidad de infraestructura comercial con mejores condiciones de seguridad para la población de Barranca.

1.5. Delimitación del Estudio:

1.5.1. Delimitación Espacial

Se realizó en el mercado Nuevo Amanecer, distrito Barranca, provincia Barranca, Departamento Lima.

1.5.2. Delimitación Temporal

El presente estudio se realizó con información técnica correspondiente al año 2022.

1.5.3. Delimitación social

La investigación se delimita socialmente a la población usuaria potencial del Mercado Nuevo Amanecer, comprendiendo comerciantes, trabajadores y ciudadanos que harían uso de la infraestructura proyectada.

1.6. Viabilidad del estudio:

1.6.1. Técnica

La investigación es técnicamente viable porque dispone de fundamentos de ingeniería civil, normativa nacional aplicable y herramientas de modelamiento estructural que permiten desarrollar el análisis y diseño sismorresistente de la edificación propuesta.

1.6.2. Operativa

El estudio es operativamente viable porque contempla procedimientos definidos para

el levantamiento de información, estudio de mecánica de suelos, predimensionamiento, modelamiento estructural y verificación del comportamiento sísmico mediante software especializado.

1.6.3. Financiera

El desarrollo de la investigación resulta económicamente viable, dado que los gastos asociados a la elaboración de la tesis serán asumidos por el autor, dentro del alcance académico del estudio.

CAPÍTULO II
MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la Investigación

2.1.1. Investigaciones Internacionales

Vantassel et al. (2022) desarrollaron una investigación en CentrePort, Wellington, Nueva Zelanda, con la finalidad de caracterizar la profundidad del basamento, la rigidez al corte del terreno y el periodo fundamental del sitio. Metodológicamente, realizaron 114 mediciones de cocientes espectrales horizontal–vertical y ensayos de ondas superficiales mediante técnicas MASW y MAM. Asimismo, elaboraron seis perfiles profundos de velocidad de onda de corte, con profundidades superiores a 200 m. Los resultados mostraron que las condiciones del subsuelo y el periodo predominante podían cambiar de manera importante en distancias relativamente cortas. Además, los periodos obtenidos mediante las mediciones de campo presentaron una correspondencia razonable con los periodos de mayor amplificación registrados durante sismos anteriores. Este antecedente se relaciona con el primer objetivo de la tesis porque evidencia que la caracterización geotécnica no debe limitarse a la granulometría y a los límites de consistencia, sino que también debe considerar, cuando sea necesario, parámetros dinámicos que permitan sustentar la clasificación sísmica del suelo..

Kanellopoulos et al. (2024) estudiaron la interacción dinámica entre el suelo y dos edificaciones próximas, considerando como caso de análisis los edificios principal y auxiliar de una central nuclear. La metodología se basó en modelos tridimensionales de elementos finitos desarrollados en el programa Real-ESSI, incorporando progresivamente el comportamiento elástico y no lineal del suelo, el desprendimiento de la cimentación y el deslizamiento en la interfaz suelo–estructura. Los autores encontraron que la respuesta sísmica variaba de manera significativa cuando se incorporaba la no linealidad del terreno. En

determinadas frecuencias cercanas a la resonancia, las aceleraciones espectrales se redujeron hasta en 55 %. Aunque la edificación analizada es diferente a un mercado, el aporte metodológico resulta pertinente porque demuestra que las propiedades del suelo, las condiciones de apoyo y la interacción con la cimentación pueden modificar los periodos, aceleraciones y desplazamientos obtenidos mediante el análisis estructural. Este antecedente se relaciona con los dos primeros objetivos de la tesis, ya que permite vincular la caracterización geotécnica con la respuesta sísmica global del edificio.

En relación con el comportamiento de los muros estructurales, Deger y Kaya (2022a) propusieron un modelo para estimar las curvas envolventes de muros de concreto armado sometidos a cargas cíclicas. La investigación utilizó una base experimental formada por 384 muros ensayados bajo cargas reversibles. Los especímenes presentaban diferentes secciones, condiciones de apoyo y modos de falla por corte, flexión o interacción corte–flexión. Mediante regresión por procesos gaussianos, los autores estimaron siete puntos característicos de la respuesta: fuerza de agrietamiento, fuerza y desplazamiento de fluencia, resistencia máxima, desplazamiento asociado a la resistencia máxima, fuerza residual y desplazamiento último. Para validar el modelo, dividieron aleatoriamente los datos en conjuntos de entrenamiento y prueba y repitieron el procedimiento cien veces. Los coeficientes de determinación variaron entre 0.90 y 0.97, mostrando una buena aproximación entre los valores estimados y experimentales. Este antecedente se relaciona con el tercer objetivo porque confirma que la resistencia de un muro no debe verificarse únicamente mediante un punto del diagrama de interacción, sino considerando también su comportamiento frente al agrietamiento, fluencia, resistencia máxima y deformación última.

En relación con el comportamiento de los muros estructurales, Deger y Kaya (2022a) propusieron un modelo para estimar las curvas envolventes de muros de concreto armado sometidos a cargas cíclicas. La investigación utilizó una base experimental formada por 384

muros ensayados bajo cargas reversibles. Los especímenes presentaban diferentes secciones, condiciones de apoyo y modos de falla por corte, flexión o interacción corte–flexión. Mediante regresión por procesos gaussianos, los autores estimaron siete puntos característicos de la respuesta: fuerza de agrietamiento, fuerza y desplazamiento de fluencia, resistencia máxima, desplazamiento asociado a la resistencia máxima, fuerza residual y desplazamiento último. Para validar el modelo, dividieron aleatoriamente los datos en conjuntos de entrenamiento y prueba y repitieron el procedimiento cien veces. Los coeficientes de determinación variaron entre 0.90 y 0.97, mostrando una buena aproximación entre los valores estimados y experimentales. Este antecedente se relaciona con el tercer objetivo porque confirma que la resistencia de un muro no debe verificarse únicamente mediante un punto del diagrama de interacción, sino considerando también su comportamiento frente al agrietamiento, fluencia, resistencia máxima y deformación última.

Deger y Kaya (2022b) desarrollaron otro estudio orientado a predecir el modo de falla sísmica de muros convencionales de concreto armado. Para ello, recopilaron información experimental de 176 muros sometidos a cargas cíclicas reversibles y evaluaron ocho métodos de aprendizaje automático. Las variables consideradas incluyeron la resistencia a la compresión del concreto, la relación de aspecto del muro, el nivel de carga axial y las cuantías de refuerzo. El modelo basado en árboles de decisión alcanzó una precisión cercana al 90 %. Los factores más influyentes fueron la resistencia del concreto, la relación entre altura y longitud del muro, el refuerzo transversal de los elementos de borde y la cuantía de acero del alma. Este antecedente es pertinente para el tercer objetivo porque evidencia que la comprobación de los muros estructurales no termina al verificar que las fuerzas se encuentren dentro de una curva de interacción; también debe revisarse el tipo de falla esperado y garantizarse que el detallado favorezca un comportamiento dúctil antes que una falla frágil por corte.

Vasef et al. (2024) evaluaron experimentalmente el comportamiento sísmico de un

pórtico de concreto armado de tres niveles. Construyeron un modelo bidimensional a escala 1:2.78, diseñado de acuerdo con ACI 318-19, y lo sometieron en una mesa vibratoria a registros sísmicos con aceleraciones máximas progresivamente mayores hasta alcanzar la falla. Durante los ensayos registraron desplazamientos, aceleraciones, deformaciones del acero y propagación de grietas mediante sensores convencionales y técnicas de visión artificial. El procedimiento permitió observar la evolución del daño y relacionar la respuesta global del pórtico con el comportamiento de sus vigas y columnas. Este antecedente puede utilizarse para discutir que el cumplimiento de resistencia de los elementos no debe evaluarse de forma aislada, sino junto con los desplazamientos, la formación de grietas y el detallado que permite desarrollar ductilidad

2.1.2. Investigaciones Nacionales

En el ámbito nacional, el Instituto Geofísico del Perú (IGP, 2021) elaboró el Informe Técnico N.° 0013-2021 sobre el sismo ocurrido en Mala el 22 de junio de 2021. El estudio tuvo como propósito caracterizar el evento sísmico y determinar los niveles de sacudimiento producidos en la costa central del Perú. Metodológicamente, el informe analizó la localización del epicentro, la magnitud del evento, la distribución de las réplicas y el área probable de ruptura, utilizando la información registrada por las redes sísmicas nacionales. El sismo alcanzó una magnitud de 6.0, se localizó al suroeste de Mala y fue percibido en un radio aproximado de 150 km. A partir de la distribución de las réplicas se estimó un área de ruptura de 35 km por 15 km. Este antecedente se relaciona con el segundo objetivo de la presente investigación, debido a que confirma la exposición sísmica de la costa central y la necesidad de evaluar la cortante basal, los desplazamientos y las derivas en edificaciones ubicadas en el departamento de Lima.

De igual forma, el IGP (2022a) elaboró un informe técnico sobre el sismo de Lima del

7 de enero de 2022, destacando los niveles de sacudimiento del suelo observados en Lima y Callao. La relevancia de este antecedente radica en que refuerza la necesidad de considerar el comportamiento dinámico de las estructuras dentro del diseño sismorresistente, especialmente en edificaciones de uso intensivo y concurrencia pública. Aunque el caso analizado en esa investigación corresponde a otra localización, sus conclusiones resultan útiles para comprender la importancia del análisis modal espectral y de De manera complementaria, el Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO, 2021) elaboró un informe instrumental sobre el mismo evento sísmico de Cañete. El propósito fue registrar y documentar la respuesta del suelo mediante los acelerógrafos administrados por la institución. El evento ocurrió el 22 de junio de 2021 a las 21:54:18 y su epicentro fue ubicado al oeste de Mala. La metodología empleada se basó en el procesamiento de registros acelerográficos, los cuales permiten conocer cómo varía el movimiento del terreno según la ubicación de las estaciones y las condiciones locales del suelo. Este antecedente resulta pertinente para el segundo objetivo de la tesis porque muestra que la demanda sísmica no debe evaluarse únicamente mediante la magnitud del evento, sino también mediante los registros de aceleración y las características del emplazamiento. En el caso del Mercado Nuevo Amanecer, este criterio respalda la necesidad de justificar adecuadamente el tipo de suelo, el espectro de diseño y los parámetros utilizados en el análisis modal espectral.

Los resultados de ambos estudios evidencian que las edificaciones ubicadas en la costa de Lima se encuentran expuestas a movimientos sísmicos capaces de generar niveles importantes de sacudimiento. Asimismo, muestran que la evaluación estructural debe integrar información sobre la fuente sísmica, el comportamiento del terreno y la respuesta dinámica de la edificación. Estos antecedentes servirán posteriormente para discutir si los parámetros sísmicos adoptados para el Mercado Nuevo Amanecer, como el factor de zona, el tipo de suelo, el espectro de diseño y el control de derivas, representan de manera adecuada las condiciones

sísmicas del lugar.

En síntesis, los antecedentes nacionales recientes confirman que el diseño de edificaciones en la costa peruana debe sustentarse en criterios normativos actualizados, en el conocimiento del peligro sísmico y en la evaluación rigurosa de la respuesta estructural. En el caso del Mercado Nuevo Amanecer, estos antecedentes respaldan la necesidad de desarrollar un diseño estructural sismorresistente que considere tanto la amenaza sísmica del entorno como las exigencias funcionales y de seguridad propias de una infraestructura comercial.

2.2. Bases Teóricas

2.2.1. Peligro sísmico en el Perú

El Perú se encuentra ubicado en una zona de elevada actividad sísmica debido principalmente al proceso de convergencia entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana. Esta interacción produce una acumulación progresiva de energía que, al liberarse, genera sismos capaces de afectar a las edificaciones ubicadas a lo largo de la costa peruana. Por esta razón, el diseño de las estructuras debe considerar las condiciones sísmicas particulares del lugar donde se desarrollará el proyecto.

El peligro sísmico representa la probabilidad de que en una determinada zona se produzcan movimientos del terreno con una intensidad suficiente para generar efectos sobre las edificaciones. En el diseño estructural, este peligro se representa mediante parámetros como el factor de zona, las características del suelo, el periodo de vibración y el espectro de aceleraciones. Estos parámetros permiten estimar las fuerzas y deformaciones que podría experimentar una estructura durante un evento sísmico.

La Norma Técnica E.030 divide el territorio peruano en cuatro zonas sísmicas. A cada zona se le asigna un factor Z, el cual representa la aceleración máxima horizontal esperada en suelo rígido, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad. En la zona 4, donde

se encuentra gran parte de la costa peruana, se adopta un factor Z=0.45, correspondiente al nivel más alto de peligrosidad considerado por la normativa nacional (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2019)..

2.2.2. Diseño estructural sismorresistente

El diseño estructural sismorresistente es el proceso mediante el cual se configura, analiza y dimensiona una edificación para que pueda responder de manera segura frente a los movimientos sísmicos. Su finalidad principal no consiste en evitar completamente los daños, sino en reducir la probabilidad de colapso, proteger la vida de los ocupantes y limitar las pérdidas materiales.

La filosofía de diseño de la Norma E.030 reconoce que no resulta técnica ni económicamente posible garantizar una protección total frente a todos los sismos. Por ello, se espera que una estructura soporte sismos moderados con daños reparables y que, frente a sismos severos, no colapse ni cause daños graves a las personas. En las edificaciones de mayor importancia, además, se requieren condiciones especiales que favorezcan su continuidad operativa después de un evento sísmico.

Una adecuada concepción sismorresistente debe considerar desde el inicio la simetría en la distribución de masas y rigideces, la continuidad de los elementos estructurales, la resistencia en las dos direcciones principales, la ductilidad, la limitación de las deformaciones laterales y la existencia de varias líneas resistentes. Estas condiciones permiten que las fuerzas sísmicas sean distribuidas de manera más uniforme y disminuyen la posibilidad de concentraciones excesivas de esfuerzos en determinados puntos de la edificación.

Por tanto, el comportamiento sísmico no depende solamente de aumentar las dimensiones de vigas, columnas o muros. También depende de la forma del edificio, de la ubicación de los elementos resistentes, de la continuidad vertical y de la compatibilidad entre

la arquitectura y la estructura. Estos principios forman parte de la concepción estructural exigida por la Norma E.030 (MVCS, 2019).

2.2.3. Condiciones geotécnicas y clasificación sísmica del suelo

El comportamiento de una edificación está relacionado directamente con las características del terreno sobre el cual se construye. El suelo recibe las cargas de la estructura a través de la cimentación y, al mismo tiempo, modifica las características del movimiento sísmico que llega a la base del edificio. Por ello, el estudio de mecánica de suelos constituye una etapa indispensable dentro del diseño estructural.

La caracterización geotécnica comprende la exploración del subsuelo, la obtención de muestras y la ejecución de ensayos de campo y laboratorio. Entre los parámetros más utilizados se encuentran el contenido de humedad, la distribución granulométrica, los límites de consistencia, la clasificación del suelo, la cohesión, el ángulo de fricción interna, el peso unitario y la capacidad admisible. Estos resultados permiten identificar el comportamiento del terreno y establecer condiciones preliminares para el diseño de la cimentación.

La capacidad admisible del suelo representa la presión que puede transmitirse al terreno sin producir una falla por corte ni asentamientos que afecten el funcionamiento de la estructura. Sin embargo, su determinación no es suficiente por sí sola para demostrar que una cimentación es adecuada. También debe verificarse que la presión máxima transmitida por las zapatas sea menor o igual que la capacidad admisible y que los asentamientos se mantengan dentro de límites aceptables (MVCS, 2018).

Para fines del análisis sísmico, la Norma E.030 clasifica los perfiles de suelo utilizando preferentemente la velocidad promedio de propagación de ondas de corte en los primeros 30 m. De manera alternativa, en suelos granulares puede utilizarse el valor corregido del ensayo de penetración estándar, mientras que en suelos cohesivos puede considerarse la resistencia al

corte no drenada. En consecuencia, la clasificación sísmica del suelo no debe basarse únicamente en la granulometría o en la capacidad portante, sino en los parámetros expresamente reconocidos por la normativa (MVCS, 2019)

2.2.4. Acciones gravitacionales y peso sísmico de la edificación

Las estructuras se encuentran sometidas a diferentes acciones durante su vida útil. Entre ellas se encuentran las cargas permanentes, las cargas variables y las cargas sísmicas. Las cargas permanentes incluyen el peso propio de los elementos estructurales, acabados, instalaciones, tabiquería y otros componentes fijos. Las cargas variables dependen del uso de la edificación y pueden cambiar en el tiempo.

El metrado de cargas consiste en determinar la magnitud y distribución de estas acciones sobre los elementos estructurales. Su correcta estimación resulta fundamental, debido a que las cargas influyen directamente en el peso sísmico, la cortante basal, los esfuerzos internos y las dimensiones finales de los elementos de concreto armado.

El peso sísmico no necesariamente coincide con la suma total de todas las cargas gravitacionales. La Norma E.030 establece que debe considerarse el peso permanente de la edificación más un porcentaje de la carga viva, definido según la categoría y el uso de la estructura. Este peso se utiliza posteriormente para calcular las fuerzas sísmicas que actúan en la base y en los diferentes niveles del edificio (MVCS, 2019).

En consecuencia, cualquier error en las unidades o en la valoración de las cargas puede modificar la masa del modelo, el periodo fundamental, la cortante basal y los resultados del diseño. Por ello, el metrado debe conservar unidades consistentes y diferenciar claramente entre cargas expresadas por unidad de área, longitud o volumen.

2.2.5. Sistema de muros estructurales de concreto armado

Los muros estructurales son elementos verticales de concreto armado que proporcionan

resistencia y rigidez frente a las fuerzas laterales producidas por los sismos. Su presencia permite reducir los desplazamientos y controlar las derivas de entrepiso, especialmente en edificaciones con áreas amplias o con una elevada concentración de usuarios.

La Norma E.030 clasifica una edificación como sistema de muros estructurales cuando estos elementos resisten por lo menos el 70 % de la cortante sísmica en la base. En cambio, un sistema dual se presenta cuando los muros toman más del 20 %, pero menos del 70 % de la cortante total, mientras que el resto de la resistencia es aportado por los pórticos.

Esta diferencia es importante porque cada sistema tiene un coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas distinto. Para las estructuras de concreto armado, la Norma E.030 asigna R_0=6 al sistema de muros estructurales y R_0=7 al sistema dual. Por ello, la clasificación debe realizarse a partir de la participación real de los elementos resistentes y no únicamente por la presencia simultánea de columnas, vigas y muros.

En el Mercado Nuevo Amanecer, los muros estructurales absorben aproximadamente el 96 % de la cortante en la dirección X y cerca del 98 % en la dirección Y. En consecuencia, la denominación técnicamente coherente es sistema de muros estructurales de concreto armado complementado por pórticos, y no sistema dual.

Investigaciones recientes muestran que la respuesta de los muros depende de su geometría, resistencia del concreto, nivel de carga axial, cuantía y distribución del refuerzo. Además, la capacidad de disipación de energía no depende solamente del espesor del muro, sino de la interacción entre sus diferentes propiedades geométricas y mecánicas (Topaloglu et al., 2021; Deger & Kaya, 2021). La clasificación normativa del sistema se encuentra establecida en la Norma E.030 (MVCS, 2019).

2.2.6. Modelamiento estructural

El modelamiento estructural es la representación matemática de la geometría, los

materiales, las cargas y las condiciones de apoyo de una edificación. Su finalidad es aproximar el comportamiento real de la estructura y obtener los desplazamientos, fuerzas internas y reacciones que se producen frente a las diferentes combinaciones de carga.

En un modelo tridimensional deben representarse adecuadamente las vigas, columnas, losas, muros estructurales y apoyos. También debe definirse la distribución de las masas y rigideces, porque estas propiedades determinan la manera en que la estructura vibra durante un sismo.

La rigidez representa la oposición de un elemento o de una estructura frente a una deformación. Una mayor rigidez lateral produce generalmente menores desplazamientos; sin embargo, también puede incrementar la fuerza sísmica que recibe el sistema. Por ello, el objetivo no es alcanzar la máxima rigidez posible, sino lograr una distribución equilibrada que permita controlar las deformaciones sin generar concentraciones innecesarias de esfuerzos.

El software especializado facilita la elaboración y análisis del modelo, pero no reemplaza el criterio del ingeniero. Los resultados deben comprobarse mediante verificaciones manuales, revisión de unidades, equilibrio de fuerzas, comparación de cortantes y control de la deformada. La Norma E.030 exige que el modelo represente de forma adecuada la distribución espacial de las masas y rigideces más importantes para el comportamiento dinámico de la edificación (MVCS, 2019; Chopra, 2017).

2.2.7. Análisis sísmico estático

El análisis estático o de fuerzas equivalentes representa la acción del sismo mediante un conjunto de fuerzas horizontales aplicadas en el centro de masa de cada nivel. Estas fuerzas buscan reproducir, de manera simplificada, la respuesta principal de la estructura frente a un movimiento sísmico.

La fuerza cortante total en la base se determina mediante la expresión:

$$V = \frac{Zucs}{R} \times P$$

donde Z es el factor de zona, U el factor de uso, C el factor de amplificación sísmica, S el factor de suelo, R el coeficiente de reducción y P el peso sísmico total.

Posteriormente, la cortante basal se distribuye entre los niveles de acuerdo con el peso y la altura de cada piso. De esta manera se obtienen las fuerzas laterales que deben aplicarse al modelo en cada dirección principal.

El análisis estático resulta especialmente útil para comprobar la coherencia general del modelo y comparar sus resultados con los obtenidos mediante el análisis dinámico. La Norma E.030 establece las condiciones bajo las cuales puede emplearse este procedimiento y los criterios para determinar la cortante basal y su distribución en altura (MVCS, 2019).

2.2.8. Análisis dinámico modal espectral

El análisis dinámico modal espectral permite evaluar la respuesta de una edificación considerando sus diferentes modos de vibración. Cada modo representa una forma particular en la que la estructura puede deformarse durante un sismo y posee un periodo natural, una frecuencia y una masa participante.

A diferencia del análisis estático, que representa principalmente el comportamiento asociado al modo fundamental, el análisis modal espectral incorpora la participación de varios modos. Esto resulta importante cuando la estructura presenta varios niveles, distribución compleja de masas o diferencias de rigidez entre sus elementos.

El procedimiento comienza con la determinación de los modos y periodos naturales del modelo. Posteriormente, para cada modo se obtiene una respuesta a partir del espectro de pseudoaceleraciones. Los resultados modales se combinan mediante procedimientos como la combinación cuadrática completa o la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, según la

cercanía entre los periodos.

La Norma E.030 establece que en cada dirección deben considerarse los modos cuya suma de masas efectivas alcance por lo menos el 90 % de la masa total y que deben incluirse como mínimo los tres primeros modos predominantes. Asimismo, los resultados de fuerzas obtenidos mediante el análisis dinámico deben compararse con una fracción mínima de la cortante estática y, cuando corresponda, deben escalarse. Los desplazamientos, en cambio, no deben modificarse mediante ese factor de escala (MVCS, 2019; Chopra, 2017).

2.2.9. Periodo fundamental y masa modal participante

El periodo fundamental es el tiempo que tarda una estructura en completar un ciclo de vibración en su modo principal. Este parámetro depende principalmente de la altura del edificio, la masa, la rigidez y la configuración de los elementos resistentes.

Una estructura rígida suele presentar periodos cortos, mientras que una estructura más flexible presenta periodos mayores. Sin embargo, el periodo obtenido del software debe ser revisado para comprobar que guarde relación con la geometría y el sistema estructural adoptado. Una diferencia excesiva entre el periodo aproximado y el periodo calculado puede revelar problemas en la definición de masas, apoyos, diafragmas o rigideces.

La masa modal participante indica qué proporción de la masa total interviene en cada modo de vibración. Los primeros modos suelen concentrar una parte importante de la respuesta, pero deben incorporarse tantos modos como sean necesarios para alcanzar el porcentaje mínimo establecido por la normativa.

Por esta razón, un análisis modal no queda suficientemente demostrado con la sola presentación del periodo fundamental. También debe mostrar los periodos por modo, la masa participante individual, la masa acumulada y la dirección predominante de cada forma modal (MVCS, 2019; Chopra, 2017).

2.2.10. Rigidez y regularidad estructural

La rigidez lateral expresa la capacidad de una estructura o de un entrepiso para oponerse a los desplazamientos producidos por las fuerzas horizontales. Cuando existe una reducción brusca de rigidez entre pisos consecutivos, las deformaciones pueden concentrarse en un nivel y producir un comportamiento desfavorable.

La regularidad estructural se refiere a la continuidad y distribución uniforme de los elementos resistentes, masas y rigideces en planta y en elevación. Una estructura regular suele presentar una respuesta más predecible, mientras que una estructura irregular puede desarrollar torsiones, concentraciones de esfuerzos o deformaciones elevadas.

La Norma E.030 clasifica las estructuras como regulares o irregulares para establecer restricciones, definir el procedimiento de análisis y calcular el coeficiente de reducción sísmica. Entre las irregularidades en altura se consideran las variaciones de rigidez, resistencia, masa y geometría. En planta se evalúan, entre otros aspectos, la torsión, las esquinas entrantes, la discontinuidad del diafragma y la existencia de sistemas no paralelos.

La irregularidad de rigidez no debe confundirse con la irregularidad de resistencia. La primera se relaciona con la relación entre fuerza y desplazamiento del entrepiso; la segunda se refiere a la capacidad resistente del piso frente a fuerzas laterales. Por ello, cada condición debe evaluarse mediante datos específicos y no puede descartarse una irregularidad de resistencia utilizando solamente valores de rigidez (MVCS, 2019).

2.2.11. Desplazamientos y derivas de entrepiso

El desplazamiento lateral es el movimiento horizontal que experimenta un nivel de la estructura durante la acción sísmica. La deriva de entrepiso corresponde a la diferencia entre los desplazamientos de dos niveles consecutivos dividida entre la altura del entrepiso.

La deriva constituye uno de los principales indicadores del comportamiento sísmico

porque permite evaluar la posibilidad de daño en vigas, columnas, muros, tabiques, fachadas e instalaciones. Una estructura puede presentar suficiente resistencia y, aun así, experimentar deformaciones que afecten su seguridad o funcionamiento.

Para obtener las derivas de diseño, los desplazamientos elásticos calculados mediante las fuerzas sísmicas reducidas deben amplificarse según el tipo de estructura. La Norma E.030 establece que, en estructuras regulares, los desplazamientos laterales se multiplican por 0.75R, mientras que en estructuras irregulares se multiplican por 0.85R.

Para estructuras cuyo material predominante es el concreto armado, la distorsión máxima admisible de entrepiso es:

$$\frac{\Delta_i}{\mathrm{h}_i} \leq 0.007$$

Por lo tanto, la verificación debe presentar los valores numéricos de deriva para cada nivel y dirección, el límite normativo y la condición de cumplimiento correspondiente (MVCS, 2019).

2.2.12. Diseño de elementos de concreto armado

La Norma Técnica E.060 “Concreto Armado” regula el diseño de los principales elementos estructurales de concreto armado. En ese marco, el dimensionamiento de losas, vigas, columnas y muros estructurales debe realizarse considerando las solicitaciones derivadas del análisis estructural, así como las exigencias de resistencia y ductilidad necesarias para responder adecuadamente a eventos sísmicos. La coherencia entre el análisis global y el diseño detallado de cada elemento es una condición indispensable para alcanzar una respuesta estructural segura.

En elementos como vigas y losas, predominan normalmente las verificaciones por flexión y corte; en columnas y muros estructurales, en cambio, resulta decisiva la evaluación

por flexocompresión y por capacidad resistente frente a acciones sísmicas. En consecuencia, el diseño no debe limitarse a cumplir esfuerzos aislados, sino garantizar que el comportamiento conjunto de los elementos favorezca mecanismos estructurales compatibles con la seguridad sísmica de la edificación.

2.2.13. Flexocompresión y diagramas de interacción

La flexocompresión se presenta cuando un elemento está sometido simultáneamente a una carga axial de compresión y a uno o más momentos flectores. Esta condición se produce principalmente en columnas y muros estructurales.

La capacidad resistente de una sección frente a diferentes combinaciones de carga axial y momento puede representarse mediante un diagrama de interacción. Cada punto de la curva corresponde a una condición resistente diferente, desde la compresión prácticamente pura hasta la flexión o tracción predominante.

Cuando existen momentos en dos direcciones, la evaluación debe considerar una superficie de interacción $P-M_2-M_3$. .Las combinaciones de carga actuantes deben ubicarse dentro de dicha superficie para demostrar que la sección y el refuerzo poseen una capacidad suficiente.

Sin embargo, el cumplimiento del diagrama de interacción no constituye por sí solo el diseño completo de una columna o muro. También deben verificarse el corte, el confinamiento, la cuantía de refuerzo, la esbeltez, los elementos de borde y los requisitos de detallado sísmico.

Los estudios experimentales recopilados por Deger y Kaya muestran que la respuesta cíclica de los muros puede caracterizarse mediante estados de agrietamiento, fluencia, resistencia máxima y deformación última. Asimismo, variables como la resistencia del concreto, la relación de aspecto, la carga axial y la cuantía de acero influyen directamente en el modo de falla del muro (Deger & Kaya, 2021). La evaluación normativa de la

flexocompresión y de los muros estructurales se encuentra regulada por la Norma E.060 (MVCS, 2009).

2.2.14. Ductilidad y diseño por capacidad

La ductilidad es la capacidad de una estructura o de un elemento para desarrollar deformaciones inelásticas importantes sin perder de manera repentina su resistencia. Esta propiedad es fundamental en zonas sísmicas porque permite disipar parte de la energía transmitida por el movimiento del suelo.

El diseño por capacidad busca establecer un orden controlado de formación de mecanismos resistentes. Su objetivo es favorecer fallas dúctiles por flexión y evitar fallas frágiles por corte, anclaje o pérdida de confinamiento. Para ello, determinados elementos se diseñan considerando las fuerzas que pueden generarse cuando otros componentes alcanzan su resistencia probable.

En las vigas se busca que las rótulas plásticas se formen en zonas previamente definidas, mientras que en las columnas se pretende evitar mecanismos de piso débil. En los muros estructurales, el diseño por capacidad exige verificar que la resistencia al corte sea suficiente para soportar las fuerzas asociadas al desarrollo de la capacidad a flexión.

El detallado del refuerzo transversal, el confinamiento, la continuidad de las barras y los elementos de borde cumplen un papel determinante en la ductilidad. Investigaciones sobre muros de concreto armado muestran que la disipación de energía depende de la geometría, carga axial, refuerzo longitudinal, refuerzo transversal y condiciones de borde del elemento (Topaloglu et al., 2021). Las disposiciones especiales para el diseño sísmico de vigas, columnas, nudos y muros se encuentran desarrolladas en el Capítulo 21 de la Norma E.060 (MVCS, 2009).

2.2.15. Seguridad estructural en edificaciones comerciales

Las edificaciones comerciales concentran una cantidad importante de usuarios, mercancías, equipos e instalaciones. En el caso de un mercado de abastos, la estructura debe soportar cargas variables elevadas, circulación permanente de personas y posibles modificaciones en la distribución interior de los puestos comerciales.

Por esta razón, la seguridad estructural debe analizarse de manera conjunta con la funcionalidad del edificio. La ubicación de columnas y muros debe permitir una circulación adecuada, pero sin debilitar el sistema resistente. Asimismo, los tabiques, parapetos, instalaciones y demás elementos no estructurales deben incorporarse correctamente en el modelo cuando su peso o interacción pueda modificar la respuesta sísmica.

La Norma E.030 señala que toda edificación y cada una de sus partes deben resistir las solicitaciones sísmicas establecidas, y que debe considerarse el posible efecto de tabiques, parapetos y otros elementos adheridos a la estructura. En consecuencia, el diseño del Mercado Nuevo Amanecer debe integrar las exigencias funcionales del uso comercial con los criterios de resistencia, rigidez, ductilidad y control de deformaciones establecidos por la normativa peruana (MVCS, 2019).

2.3. Bases filosóficas

La presente investigación se sustenta en una visión de la ingeniería civil orientada a la prevención del riesgo y a la protección de la vida humana. Desde esta perspectiva, diseñar una edificación no significa solo resolver una necesidad constructiva, sino asumir una responsabilidad técnica y social frente a los posibles efectos de eventos sísmicos. En un país como el Perú, donde la actividad sísmica forma parte de la realidad geodinámica del territorio, la seguridad estructural constituye un principio ético y profesional que debe guiar todas las decisiones de diseño.

Bajo ese enfoque, la presente tesis asume que una infraestructura comercial debe

proyectarse con criterios de seguridad, estabilidad y servicio, de manera que la estructura no solo cumpla una función económica, sino que también contribuya al bienestar colectivo. Esta posición se alinea con el carácter obligatorio del Reglamento Nacional de Edificaciones y con la necesidad de que las soluciones estructurales respondan de forma responsable a las condiciones reales del entorno.

2.4. Definición de términos básicos

2.4.1. Capacidad admisible del suelo.

Es la presión máxima que puede transmitirse al terreno de fundación sin generar fallas por corte ni asentamientos perjudiciales para la estructura. En esta investigación, su determinación es fundamental para definir condiciones seguras de cimentación (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2018).

2.4.2. Cimentación.

Es el conjunto de elementos estructurales encargados de transmitir al terreno las cargas provenientes de la superestructura. Su diseño depende de las características del suelo y de las solicitaciones que produce la edificación (MVCS, 2018).

2.4.3. Cortante basal.

Es la fuerza sísmica total que actúa en la base de la estructura como resultado del análisis sismorresistente. Su distribución en altura permite estimar la demanda lateral que debe resistir la edificación (MVCS, 2021).

2.4.4. Deriva de entrepiso.

Es el desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos de una estructura. Su control permite limitar deformaciones excesivas y reducir daños estructurales y no estructurales durante un sismo (MVCS, 2021).

2.4.5. Diseño estructural sismorresistente.

Es el proceso técnico mediante el cual se dimensiona, modela y verifica una estructura para que responda adecuadamente ante acciones sísmicas, preservando condiciones mínimas de seguridad y servicio (MVCS, 2021).

2.4.6. Espectro de diseño.

Es la representación normativa de la demanda sísmica esperada para una estructura, expresada en función de su periodo de vibración. Constituye un insumo básico para el análisis modal espectral (MVCS, 2021).

2.4.7. Flexocompresión.

Es la condición resistente en la que un elemento estructural, como una columna o un muro, se encuentra sometido de manera simultánea a carga axial y momento flector. Su evaluación es indispensable en el diseño de elementos verticales de concreto armado (MVCS, 2021).

2.4.8. Modelamiento estructural.

Es la representación matemática de una edificación mediante elementos, propiedades mecánicas, condiciones de apoyo y cargas, con el fin de estimar su respuesta frente a distintas solicitaciones. En esta tesis, el modelamiento permite evaluar el comportamiento sísmico global del mercado propuesto.

2.4.9. Muro estructural.

Es el elemento vertical de concreto armado diseñado para resistir una parte importante de las fuerzas laterales originadas por un sismo, aportando rigidez y resistencia a la edificación. Su comportamiento incide directamente en el control de derivas y en la estabilidad global del sistema resistente (Topaloglu et al., 2021).

2.4.10. Sistema dual.

Es la configuración estructural en la que pórticos resistentes a momento y muros estructurales trabajan de forma conjunta para resistir las acciones sísmicas, combinando ductilidad, rigidez y capacidad de disipación de energía. En la presente investigación, este sistema se considera adecuado para una edificación comercial de concreto armado ubicada en zona sísmica.

2.4.11. Suelo tipo S1.

El perfil de suelo tipo S1 corresponde a roca fracturada, macizos rocosos homogéneos o suelos muy rígidos. De acuerdo con la Norma Técnica E.030, esta clasificación se establece considerando las propiedades de los 30 m superiores del terreno, medidos desde el nivel del fondo de cimentación. Como criterio principal, el perfil S1 presenta una velocidad promedio de propagación de ondas de corte $\overline{V_s}$ comprendida entre 500 m/s y 1500 m/s.

Cuando no se dispone de mediciones de velocidad de ondas de corte, la norma permite utilizar parámetros alternativos según el tipo de suelo. En terrenos predominantemente granulares, como arenas o gravas, puede clasificarse como S1 cuando el valor promedio ponderado corregido del ensayo de penetración estándar es:

$$\overline{N}_{60} > 50$$

En terrenos predominantemente cohesivos, la clasificación puede sustentarse mediante una resistencia promedio al corte en condición no drenada mayor que:

$$\overline{S_U} > 100kPa$$

La Norma E.030 también incluye dentro del perfil S1 a la roca fracturada con resistencia a la compresión no confinada igual o mayor que 500 kPa, a las arenas muy densas o gravas arenosas densas con $\overline{N}_{60} > 50$, y a las arcillas muy compactas de espesor menor de 20 m con

resistencia no drenada mayor que $100\,kPa$ y propiedades mecánicas que aumentan gradualmente con la profundidad.

Para una edificación ubicada en la zona sísmica 4, la Norma E.030 asigna al perfil S1 un factor de suelo S=1.00, un periodo TP=0.40 s y un periodo TL=2.50 s (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2019).

2.5. Hipótesis de investigación

2.5.1. Hipótesis general

El diseño estructural sismorresistente propuesto para el Mercado Nuevo Amanecer, ubicado en Barranca, Lima, permitirá obtener un comportamiento estructural adecuado frente a solicitaciones sísmicas, cumpliendo con las exigencias de seguridad, estabilidad y servicio establecidas por la normativa peruana vigente.

2.5.2. Hipótesis específicas.

1. La caracterización geotécnica del terreno permitirá determinar condiciones de cimentación adecuadas para el desarrollo seguro de la edificación propuesta.
2. Los desplazamientos y derivas obtenidos en el análisis estructural se mantendrán dentro de los límites admisibles establecidos por la normativa peruana vigente.
3. Los elementos estructurales de concreto armado diseñados para la edificación cumplirán con las exigencias de resistencia, rigidez y ductilidad requeridas para un adecuado desempeño sísmico.

CAPÍTULO III
METODOLOGÍA

3

3.1. Diseño metodológico

3.1.1. Tipo de investigación

La presente investigación es de tipo aplicada, porque emplea conocimientos de mecánica de suelos, análisis estructural y diseño sismorresistente para resolver una necesidad real de la ingeniería civil, consistente en desarrollar la propuesta estructural del Mercado Nuevo Amanecer, ubicado en Barranca, Lima. Su propósito no se limita a describir una situación, sino a generar una solución técnica sustentada en criterios normativos y en procedimientos propios del diseño estructural.

3.1.2. Alcance y Corte de la Investigación

La investigación es descriptiva-propositiva, ya que primero caracteriza las condiciones del terreno y de la edificación, y luego desarrolla una propuesta de diseño estructural sismorresistente compatible con las exigencias del Reglamento Nacional de Edificaciones. Del mismo modo, es de corte transversal, puesto que la recopilación, procesamiento y análisis de la información técnica se realizaron en un periodo determinado correspondiente al año 2022.

3.1.3. Nivel o enfoque de la investigación

La investigación presenta un alcance descriptivo-propositivo. Es descriptiva porque caracteriza las condiciones geotécnicas del terreno, la configuración estructural y la respuesta sísmica de la edificación proyectada. Asimismo, es propositiva porque desarrolla una solución de diseño estructural sismorresistente para el Mercado Nuevo Amanecer, sustentada en cálculos de ingeniería, modelamiento computacional y verificación normativa.

3.1.4. Enfoque de investigación

El enfoque de la investigación es cuantitativo, porque el análisis se basa en datos numéricos obtenidos a partir del estudio de suelos, del metrado de cargas, del modelamiento estructural y de la verificación de la respuesta sísmica de la edificación. En ese sentido, se trabajó con valores medibles y comparables, tales como contenido de humedad, capacidad admisible del suelo, cortante basal, desplazamientos, derivas de entrepiso, esfuerzos internos y dimensiones de los elementos estructurales.

3.1.5. Diseño de investigación

El estudio corresponde a un diseño no experimental, debido a que no se manipulan variables en condiciones controladas ni se trabaja con grupos de comparación. Por el contrario, se analizan y verifican parámetros técnicos de una edificación proyectada a partir de información de campo, resultados del estudio de mecánica de suelos, metrado de cargas, modelamiento estructural y evaluación sísmica mediante software especializado.

3.2. Población y muestra

3.2.1. Población

La población de estudio estuvo conformada por la infraestructura proyectada del Mercado Nuevo Amanecer, ubicada en el distrito de Barranca, provincia de Barranca, departamento de Lima, así como por el terreno destinado a su construcción. Esta población comprende los componentes necesarios para el desarrollo del diseño estructural, es decir, la geometría de la edificación, la configuración arquitectónica y estructural, las cargas actuantes, los materiales previstos y las características físico-mecánicas del suelo.

3.2.2. Muestra

La muestra fue de tipo censal e intencional, debido a que se trabajó con la totalidad de

la unidad de estudio. En consecuencia, la muestra estuvo constituida por la misma edificación proyectada del Mercado Nuevo Amanecer y por el terreno evaluado mediante el estudio de mecánica de suelos. Esta decisión se justifica porque la investigación se centra en un caso único y específico, cuya finalidad es desarrollar una propuesta de diseño estructural sismorresistente para una infraestructura determinada, y no realizar inferencias estadísticas sobre una población amplia.

3.3. Técnicas de recolección de datos

3.3.1. Técnicas a emplear

Para la recolección de la información se emplearon técnicas acordes con la naturaleza técnica del estudio. En primer lugar, se utilizó el análisis documental, mediante el cual se revisaron las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones aplicables al proyecto, así como la información técnica necesaria para el diseño estructural. Esta técnica permitió establecer los criterios normativos que orientaron el estudio de suelos, el análisis sísmico y el dimensionamiento de los elementos estructurales.

En segundo lugar, se empleó la observación técnica directa del área de estudio, con la finalidad de reconocer las condiciones del terreno y registrar la información básica requerida para el desarrollo del proyecto. A ello se sumó el levantamiento topográfico, que permitió definir el área, perímetro, cotas y condiciones geométricas del emplazamiento.

En tercer lugar, se desarrolló el estudio de mecánica de suelos, a través de la ejecución de calicatas y ensayos de laboratorio, con el propósito de determinar las propiedades físico-mecánicas del terreno, clasificar el tipo de suelo y establecer la capacidad admisible sobre la cual se apoyaría la cimentación. Esta etapa es indispensable en toda propuesta estructural, debido a que las condiciones del suelo influyen directamente en la seguridad y viabilidad del diseño (MVCS, 2018).

Finalmente, se utilizó el modelamiento estructural computacional, que permitió representar matemáticamente la edificación y evaluar su comportamiento frente a cargas gravitacionales y sísmicas, conforme a los criterios establecidos por la norma E.030 Diseño Sismorresistente y por la norma E.060 Concreto Armado (MVCS, 2021b).

Técnica	Instrumento	Finalidad
Análisis documental	Fichas de registro normativo y revisión técnica	Identificar y aplicar los criterios del RNE al diseño estructural
Observación técnica directa	Ficha de observación, registro fotográfico y libreta de campo	Reconocer las condiciones del área de estudio
Levantamiento topográfico	Estación total y registro de campo	Determinar área, perímetro y cotas del terreno
Estudio de mecánica de suelos	Calicata, fichas de muestreo y ensayos de laboratorio	Determinar clasificación del suelo y capacidad admisible
Modelamiento estructural computacional	ETABS, y hojas de cálculo en Excel	Analizar la respuesta sísmica y diseñar los elementos estructurales

3.3.2. Técnicas para el procesamiento de la información

El procesamiento de la información se desarrolló de manera ordenada y secuencial, siguiendo la lógica propia del diseño estructural sismorresistente. En una primera etapa, se organizó la información obtenida en campo a partir del levantamiento topográfico y del estudio de mecánica de suelos. Los resultados de laboratorio fueron sistematizados para determinar el contenido de humedad, la granulometría, los límites de consistencia, la clasificación del suelo y la capacidad admisible del terreno.

En una segunda etapa, se efectuó el metrado de cargas de la edificación considerando las disposiciones de la norma E.020 Cargas, diferenciando entre cargas muertas, cargas vivas y cargas sísmicas. Sobre esa base se realizó el predimensionamiento de los principales elementos estructurales, tales como losas, vigas, columnas y placas, con el propósito de definir una primera configuración resistente de la estructura (MVCS, 2021b).

Posteriormente, se elaboró el modelo tridimensional de la edificación mediante el software ETABS, incorporando las propiedades de los materiales, la disposición de los elementos estructurales, las cargas gravitacionales y los parámetros sísmicos exigidos por la norma E.030. De manera complementaria, se emplearon hojas de cálculo en Excel para el diseño detallado de los elementos estructurales y SAFE para la verificación de determinados componentes cuando fue necesario.

Una vez generado el modelo estructural, se procedió a realizar el análisis sísmico estático y dinámico modal espectral, con la finalidad de obtener la cortante basal, los periodos de vibración, la distribución de fuerzas, los desplazamientos y las derivas de entrepiso. Estos resultados fueron contrastados con los límites normativos establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones para determinar si la propuesta estructural cumplía con los criterios mínimos de seguridad y servicio (MVCS, 2021b).

Finalmente, se desarrolló el diseño de los elementos estructurales de concreto armado, verificando su comportamiento por flexión, corte, flexocompresión y diseño por capacidad, según correspondiera. Con ello, se evaluó la coherencia entre el análisis global de la estructura y la resistencia particular de sus componentes, asegurando que la propuesta final respondiera de manera adecuada a las exigencias del proyecto y a la normativa nacional vigente.

3.4. Matriz de consistencia

Problema de investigación	Objetivos de investigación	Hipótesis de investigación	Variable	Dimensiones	Metodología
Problema general: ¿De qué manera el diseño estructural sismorresistente del Mercado Nuevo Amanecer, ubicado en Barranca, Lima, permite garantizar condiciones adecuadas de seguridad y desempeño estructural conforme a la normativa peruana vigente?	**Objetivo general:** Desarrollar el diseño estructural sismorresistente del Mercado Nuevo Amanecer, ubicado en Barranca, Lima, verificando su seguridad y desempeño estructural de acuerdo con la normativa peruana vigente.	**Hipótesis general:** El diseño estructural sismorresistente propuesto para el Mercado Nuevo Amanecer, ubicado en Barranca, Lima, permitirá obtener un comportamiento estructural adecuado frente a solicitaciones sísmicas, cumpliendo con las exigencias de seguridad y servicio establecidas en la normativa peruana vigente.	**Diseño estructural sismorresistente**	Caracterización geotécnica	**Tipo de investigación:** Aplicada. **Diseño:** No experimental. **Nivel/alcance:** Descriptivo-propositivo. **Enfoque:** Cuantitativo. **Corte:** Transversal. **Unidad de estudio:** Edificación proyectada del Mercado Nuevo Amanecer y terreno de cimentación. **Población:** Infraestructura proyectada del Mercado Nuevo Amanecer y terreno donde se emplaza. **Muestra:** Censal e intencional; coincide con la unidad de estudio. **Técnicas:** Análisis documental, observación técnica directa, levantamiento topográfico, estudio de mecánica de suelos y modelamiento estructural computacional. **Instrumentos:** Fichas de registro normativo, ficha de observación, libreta de campo, estación total, calicata, ensayos de laboratorio, hojas de cálculo, software ETABS y SAFE.
Problema específico 1: ¿Cuáles son las características geotécnicas y la capacidad admisible del suelo del terreno destinado al Mercado Nuevo Amanecer, Barranca, Lima, 2022?	**Objetivo específico 1:** Determinar las características geotécnicas del terreno y la capacidad admisible del suelo en el área del Mercado Nuevo Amanecer.	**Hipótesis específica 1:** La caracterización geotécnica del terreno permitirá determinar condiciones adecuadas de cimentación para el desarrollo seguro de la edificación propuesta.		Configuración estructural	
Problema específico 2: ¿Cuál es la respuesta sísmica global de la estructura propuesta del Mercado Nuevo Amanecer, expresada en periodos, cortante basal, desplazamientos y derivas, conforme a la normativa peruana vigente?	**Objetivo específico 2:** Evaluar la respuesta sísmica global de la estructura propuesta mediante el análisis estático y dinámico modal espectral.	**Hipótesis específica 2:** Los desplazamientos y derivas obtenidos en el análisis estructural se mantendrán dentro de los límites admisibles establecidos por la normativa peruana vigente.		Respuesta sísmica global	Ensayos de laboratorio, clasificación del suelo, determinación de capacidad admisible y análisis técnico de resultados. Modelamiento estructural en ETABS, análisis estático y dinámico modal espectral, verificación de periodos, cortante basal, desplazamientos, derivas e irregularidades.
Problema específico 3: ¿De qué manera el diseño de los elementos estructurales de concreto armado del Mercado Nuevo Amanecer cumple con las exigencias de resistencia, rigidez y ductilidad establecidas por la normativa peruana vigente?	**Objetivo específico 3:** Diseñar los principales elementos estructurales de la edificación de acuerdo con las solicitaciones obtenidas y con la normativa peruana vigente.	**Hipótesis específica 3:** Los elementos estructurales de concreto armado diseñados para la edificación cumplirán con las exigencias de resistencia, rigidez y ductilidad requeridas para un adecuado desempeño sísmico.		Diseño de elementos estructurales	Predimensionamiento, diseño y verificación de losas, vigas, columnas y placas por flexión, corte, flexocompresión y diseño por capacidad.

CAPÍTULO IV
RESULTADOS

4

4.1. Análisis de resultados del estudio de mecánica de suelos (Hipótesis específica 1)

4.1.1. Ubicación de calicata y ensayos realizados

Con la finalidad de caracterizar geotécnicamente el terreno donde se proyecta la edificación del Mercado Nuevo Amanecer, se ejecutó una calicata en el área de estudio, ubicada en el distrito de Barranca, provincia de Barranca, departamento de Lima. La excavación realizada tuvo dimensiones de 1.00 m × 1.00 m × 2.00 m. En el texto original se anuncia el registro de coordenadas UTM.

A partir de la muestra obtenida se desarrolló el estudio de mecánica de suelos, orientado a determinar las propiedades físico-mecánicas del terreno, clasificar el tipo de suelo, estimar la capacidad portante y establecer criterios de diseño para la cimentación. Los ensayos ejecutados fueron los que se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1
Ensayos de laboratorio realizados para la caracterización del suelo del proyecto

Ensayo	Norma aplicada
Contenido de humedad	NTP 339.127 (ASTM D2216)
Análisis granulométrico	NTP 339.128 (ASTM D422)
Límite líquido y límite plástico	NTP 339.129 (ASTM D4318)
Clasificación unificada de suelos (SUCS)	NTP 339.134 (ASTM D2487)
Corte directo	NTP 339.171 (ASTM D3080)

Nota. Elaboración propia

4.1.2. Contenido de humedad

El contenido de humedad se determinó en cuatro muestras correspondientes a los estratos identificados en la calicata. Los resultados muestran valores de 5.16 %, 4.65 %, 1.99 % y 1.51 %, con un promedio general de 3.33 %. Estos datos evidencian que el terreno evaluado presenta un bajo contenido de agua natural, lo que constituye una condición favorable desde el punto de vista del comportamiento del suelo frente a la cimentación propuesta

Tabla 2
Contenido de humedad natural por estrato del terreno evaluado

Características	**E-01**	**E-02**	**E-03**	**E-04**
Recipiente (N.°)	01	02	03	04
Peso de recipiente (g)	225.80	227.10	48.27	45.78
Peso de recipiente + muestra húmeda (g)	1425.91	1427.49	1158.78	1226.41
Peso de recipiente + muestra seca (g)	1366.97	1374.20	1137.15	1208.82
Peso del agua (g)	58.94	53.29	21.63	17.59
Peso de muestra seca (g)	1141.17	1147.10	1088.88	1163.04
Contenido de humedad (%)	5.16	4.65	1.99	1.51

Promedio de contenido de humedad (%) = 3.33

Nota. Elaboración propia

4.1.3. Análisis granulométrico

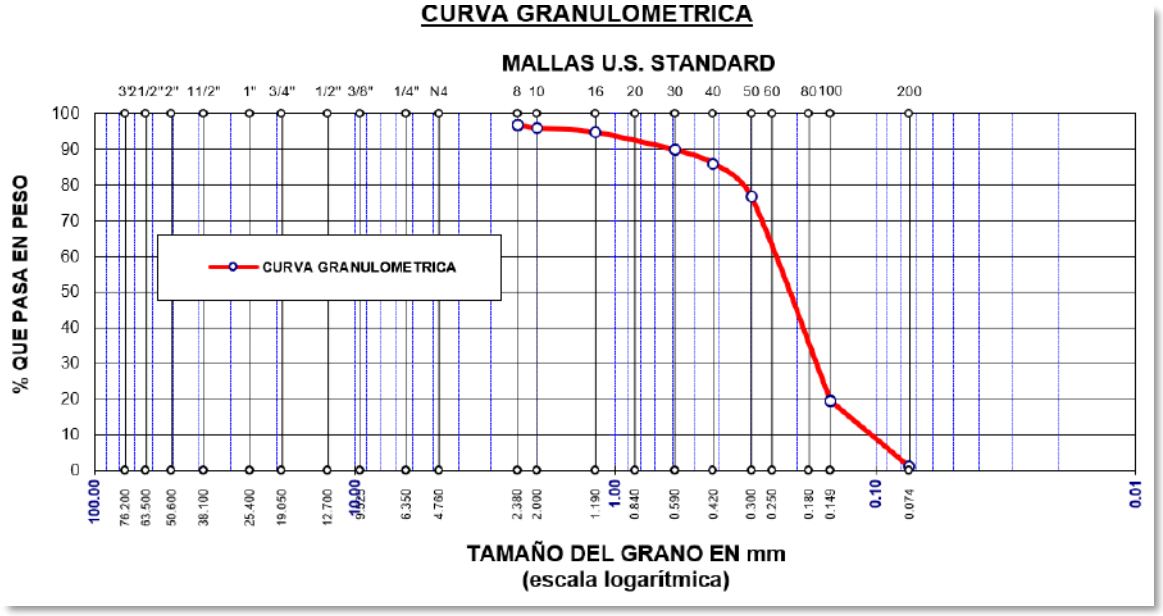
El análisis granulométrico permitió establecer la distribución del tamaño de partículas en cada estrato del suelo evaluado. De acuerdo con los resultados obtenidos, los estratos 1, 2 y 3 presentan predominio de material arenoso, mientras que el estrato 4 presenta predominio de grava con arena. En todos los casos, el porcentaje que pasa el tamiz N.° 200 es reducido, lo que confirma que se trata de materiales de grano grueso.

Tabla 3
Síntesis del análisis granulométrico por estrato

Estrato	% que pasa tamiz N.° 200	Tipo general de material	Fracción predominante
Estrato 1	1.01	Grano grueso	Arena
Estrato 2	1.25	Grano grueso	Arena
Estrato 3	0.15	Grano grueso	Arena
Estrato 4	0.01	Grano grueso	Grava con arena

Nota. Elaboración propia

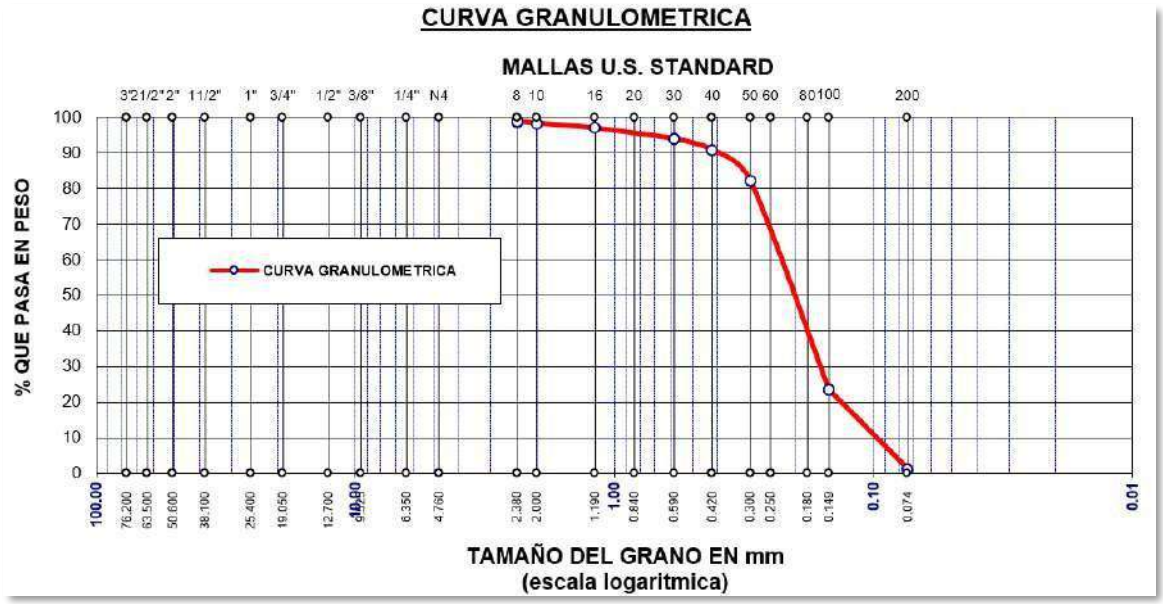
Figura 1
Curva granulométrica del estrato N.° 1



Nota. Elaboración propia

Figura 2

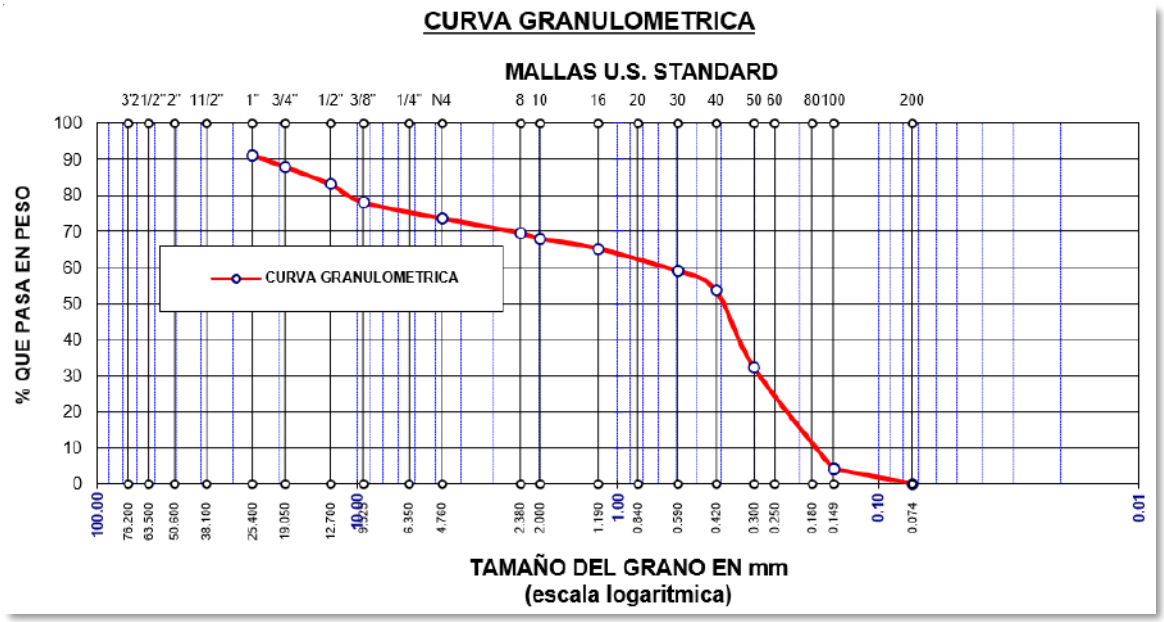
Curva granulométrica del estrato N.° 2



Nota. Elaboración propia

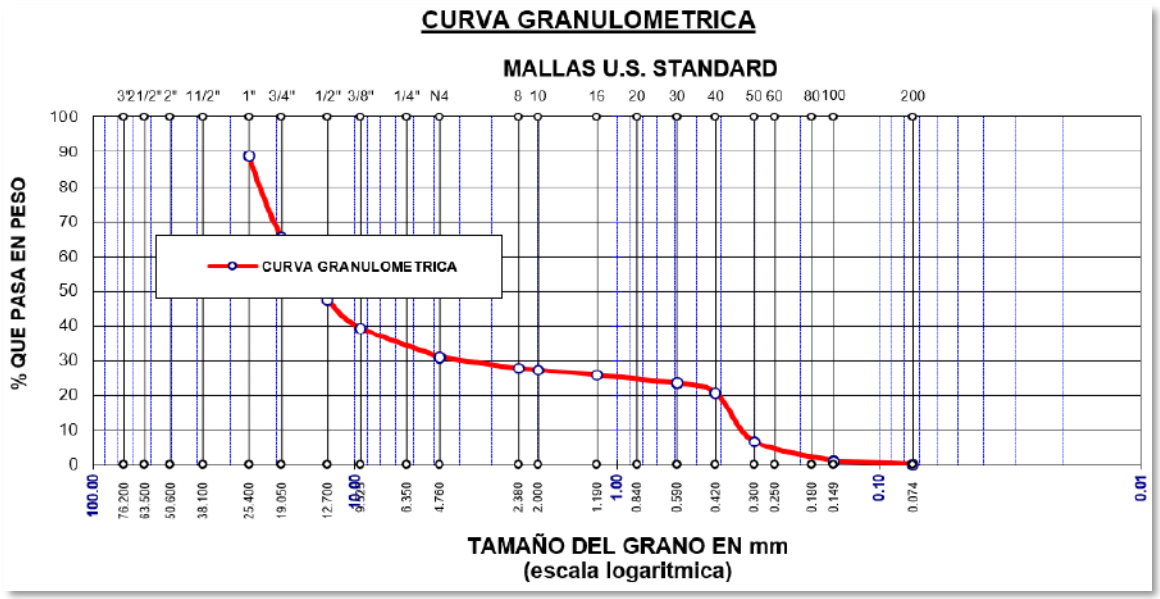
Figura 3

Curva granulométrica del estrato N.° 3



Nota. Elaboración propia

Figura 4
Curva granulométrica del estrato N.° 4



Nota. Elaboración propia

4.1.4. Límites de Consistencia

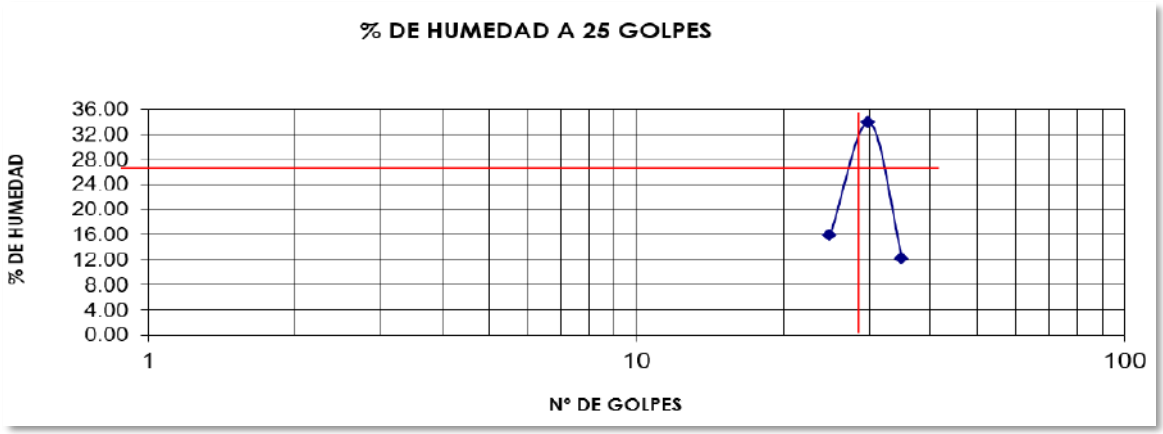
En relación con los límites de consistencia, las muestras ensayadas no presentaron límite plástico, por lo que el índice plástico en todos los estratos fue clasificado como no plástico (NP). Los valores del límite líquido obtenidos fueron 21.15 % para el estrato 1, 17.45% para el estrato 2, 18.77 % para el estrato 3 y 16.50 % para el estrato 4. Estos resultados son consistentes con la presencia predominante de materiales gruesos y con un comportamiento de baja plasticidad del suelo evaluado.

Tabla 4
Resultados de límites de consistencia por estrato

Estrato	Límite líquido (%)	Índice plástico
Estrato 1	21.15	NP
Estrato 2	17.45	NP
Estrato 3	18.77	NP
Estrato 4	16.50	NP

Figura 5

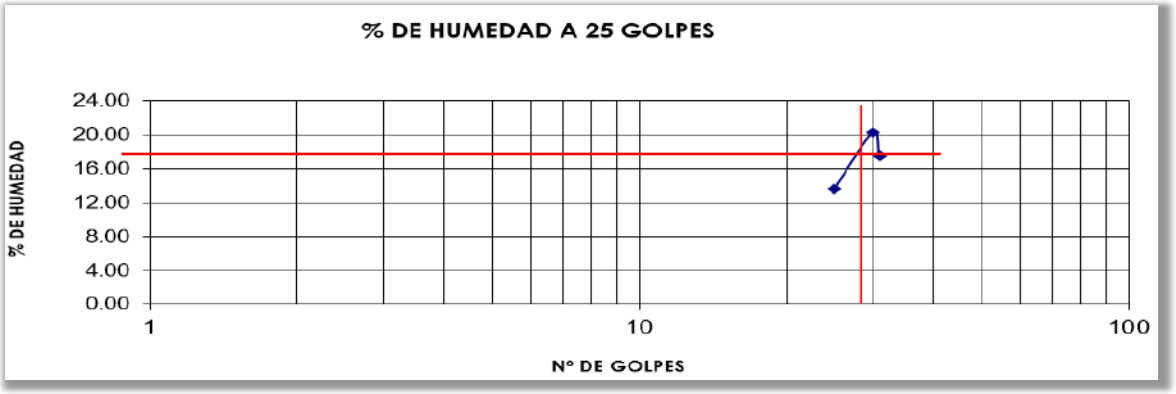
Contenido de humedad a 25 golpes del estrato N.° 1



Nota. Elaboración propia

Figura 6

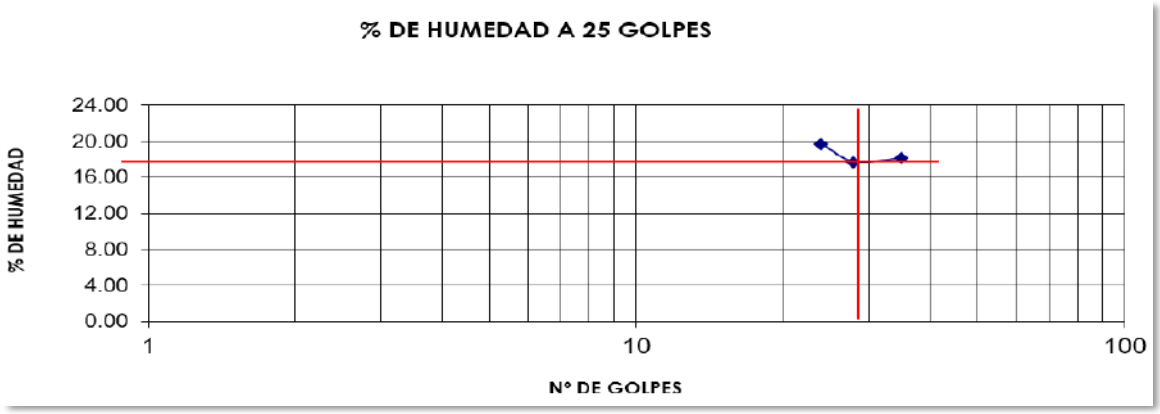
Contenido de humedad a 25 golpes del estrato N.° 2



Nota. Elaboración propia

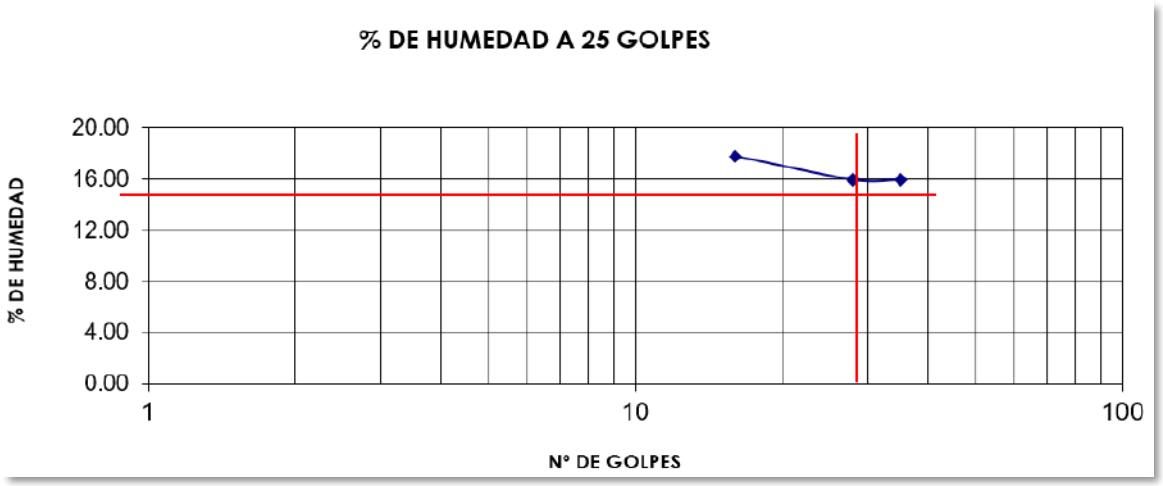
Figura 7

Contenido de humedad a 25 golpes del estrato N.° 3



Nota. Elaboración propia

Figura 8
Contenido de humedad a 25 golpes del estrato N.° 4



Nota. Elaboración propia

4.1.5. Clasificación SUCS

A partir del análisis granulométrico y de los límites de consistencia, se concluye que los estratos 1, 2 y 3 corresponden a arena mal graduada, mientras que el estrato 4 corresponde a grava bien graduada con arena. Esta clasificación confirma que el perfil del terreno está conformado principalmente por materiales de grano grueso, condición que resulta favorable para el soporte de cargas estructurales.

Tabla 5
Clasificación SUCS del perfil estratigráfico evaluado

Estrato	**Clasificación reportada**
Estrato 1	Arena mal graduada
Estrato 2	Arena mal graduada
Estrato 3	Arena mal graduada
Estrato 4	Grava bien graduada con arena

Nota. Elaboración propia

4.1.6. Capacidad admisible del suelo

Para determinar la capacidad portante del terreno, se considera el estrato más profundo, correspondiente al estrato 4, bajo el supuesto de que sobre este descansará la cimentación. Para ello se emplea la ecuación de Terzaghi para cimientos cuadrados, utilizando los parámetros obtenidos del ensayo de corte directo y las condiciones asumidas de diseño. Los valores empleados fueron: ángulo de fricción interna $\varphi = 32.5°$, cohesión $c' = 0.0$ t/m³, densidad natural $\gamma = 1.964$ t/m³, profundidad de cimentación Df = 1.50 m, ancho de cimentación B = 1.50 m y factor de seguridad FS = 3. Con estos parámetros, el estudio obtiene una capacidad admisible del suelo de 4.73 kg/cm².

Tabla 6
Parámetros empleados para el cálculo de la capacidad admisible del suelo

Parámetro	**Valor**
Ángulo de fricción interna, φ	32.5°
Cohesión, c′	0.0 t/m³
Densidad natural, γ	1.964 t/m³
Profundidad de cimentación, Df	1.50 m
Ancho de cimentación, B	1.50 m
Factor de seguridad, FS	3
Capacidad admisible, qadm	4.73 kg/cm²

Nota. Elaboración propia

4.1.7. Interpretación técnica de los hallazgos

Los resultados del estudio de mecánica de suelos muestran que el terreno evaluado presenta predominio de materiales de grano grueso, baja plasticidad y una capacidad admisible de 4.73 kg/cm², características que, desde el punto de vista geotécnico, constituyen una base

favorable para el desarrollo de la propuesta estructural. Del mismo modo, la clasificación del suelo y la baja presencia de finos permiten anticipar un comportamiento compatible con las exigencias de cimentación del proyecto, siempre que el diseño estructural conserve coherencia con los parámetros obtenidos en esta etapa.

4.2. Resultados del análisis estructural y sísmico (Hipótesis específica 2)

4.2.1. Procedimiento estructural resumido

Como etapa previa al análisis estructural, se desarrolló el predimensionamiento de los principales elementos resistentes de la edificación. Para la losa aligerada se consideró una luz libre máxima de 5.50 m, a partir de la cual se obtuvo un espesor de 25 cm. En el caso de las vigas, la sección teórica preliminar de la viga principal fue de 27.5 cm × 55 cm; sin embargo, con fines constructivos y de mejor respuesta frente a flexión, se adoptó finalmente una sección de 30 cm × 70 cm. Respecto de las columnas, el predimensionamiento inicial planteó secciones variables entre 30 cm × 30 cm y 35 cm × 35 cm, pero posteriormente se uniformizó la sección a 50 cm × 50 cm para el diseño final, al considerarse más conveniente para la seguridad estructural del proyecto.

Tabla 7
Resumen del predimensionamiento estructural adoptado

Elemento estructural	Resultado
Losa aligerada	Espesor de 25 cm
Viga principal	Sección adoptada de 30 cm × 70 cm
Columnas	Sección final unificada de 50 cm × 50 cm

Nota. Elaboración propia

4.2.2. Propiedades de los materiales

Para el concreto se adoptó una resistencia a la compresión de 280 kg/cm², un peso

específico de 2400 kg/m³, un módulo de elasticidad de 250998 kg/cm² y un coeficiente de Poisson de 0.15. Para el acero de refuerzo se consideró un límite de fluencia de 4200 kg/cm² y un módulo de elasticidad de 2100000 kg/cm². Estos parámetros fueron utilizados como base para el modelamiento y para el diseño de los elementos estructurales.

Tabla 8
Propiedades mecánicas de los materiales empleados en el análisis estructural

Material	Propiedad	Valor
Concreto armado	Resistencia a la compresión, f'c	280 kg/cm²
Concreto armado	Peso específico, γc	2400 kg/m³
Concreto armado	Módulo de elasticidad, Ec	250998 kg/cm²
Concreto armado	Coeficiente de Poisson, μ	0.15
Acero de refuerzo	Límite de fluencia, f'y	4200 kg/cm²
Acero de refuerzo	Módulo de elasticidad, Es	2100000 kg/cm²

Nota. Elaboración propia

4.2.3. Metrado de cargas

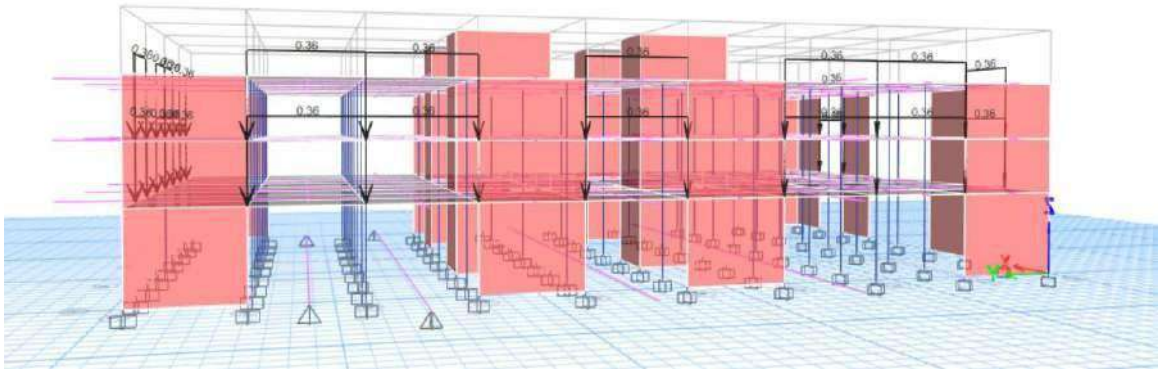
El metrado de cargas consideró la acción de cargas muertas y cargas vivas sobre la edificación. En el caso de los muros no portantes, se reporta una carga lineal de 0.281 tonf/m, calculada a partir del peso de la albañilería, armado y revoques, considerando un espesor de muro de 0.15 m y una altura de 1.30 m. Asimismo, para la losa aligerada se asumió un peso propio de 350 kgf/m² cuando el espesor era de 25 cm y de 300 kgf/m² cuando el espesor era de 20 cm. Para acabados e instalaciones se consignó una carga de 100 kgf/cm² en cada caso. Finalmente, la carga viva adoptada para las losas aligeradas fue de 500 kgf/m².

Tabla 9
Resumen de cargas consideradas en el modelo estructural

Tipo de carga	Valor reportado
Muros no portantes	0.281 tonf/m
Peso propio de losa aligerada de 25 cm	350 kgf/m²
Peso propio de losa aligerada de 20 cm	300 kgf/m²
Acabados	100 kgf/cm² [sic]
Instalaciones	100 kgf/cm² [sic]
Carga viva	500 kgf/m²

Nota. Elaboración propia

Figura 9
Modelamiento estructural con consideración de cargas de muros no portantes



Nota. Modelado matemático en software ETABS mostrando cargas de muros no portantes.

4.2.4. Parámetros sísmicos de diseño

El análisis sísmico de la estructura se desarrolló a partir de los parámetros establecidos en la Norma E.030 y de las condiciones del sitio reportadas. Al estar ubicada la edificación en la costa peruana, se adoptó una zonificación sísmica Z = 0.45, correspondiente a la zona 4. Para el uso de la edificación se consideró la categoría B, con un factor de uso U = 1.3. En cuanto al suelo, el estudio identificó un perfil tipo S1, por lo que se adoptó S = 1, con periodos

característicos Tp = 0.4 s y Tl = 2.5 s. El periodo aproximado inicialmente estimado fue de 0.23 s, mientras que el periodo fundamental obtenido mediante ETABS fue de 0.152 s. Debido a que ambos valores resultaron menores que Tp, se mantuvo un factor de amplificación C = 2.5. Finalmente, el sistema estructural fue clasificado con un coeficiente de reducción R = 6, sustentado en la participación predominante de los muros estructurales en la absorción del cortante basal.

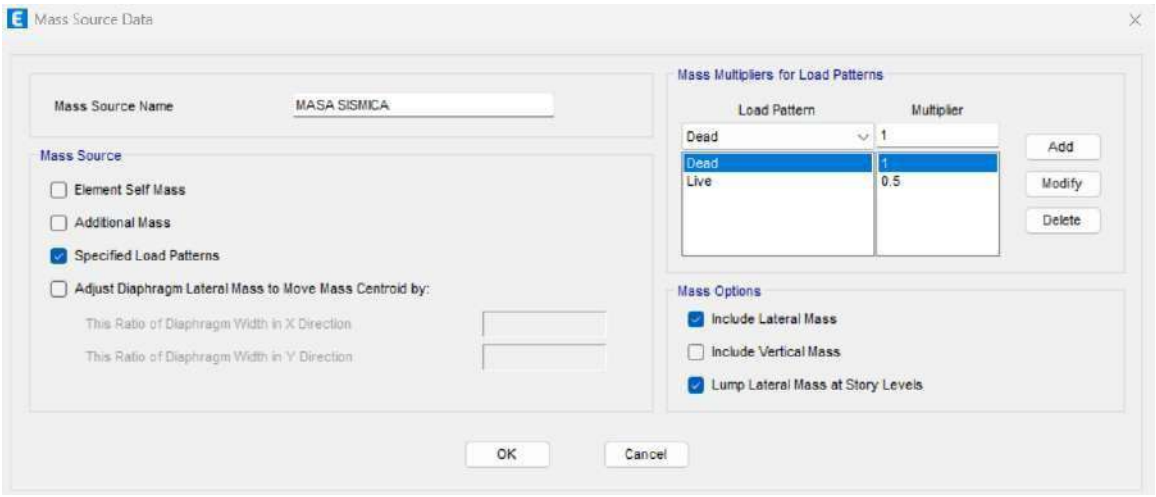
Tabla 10
Parámetros sísmicos adoptados para el análisis estructural

Parámetro	**Valor**
Factor de zona, Z	0.45
Factor de uso, U	1.3
Tipo de suelo	S1
Factor de suelo, S	1.0
Periodo característico, Tp	0.4 s
Periodo límite, Tl	2.5 s
Periodo aproximado de la estructura	0.23 s
Periodo fundamental según ETABS	0.152 s
Factor de amplificación, C	2.5
Coeficiente de reducción, R	6

Nota. Elaboración propia

El peso sísmico de la estructura será de acuerdo a la norma E.030, las categorías A y B se deben de agregar el 50% de la carga viva a las cargas permanentes.

Figura 10
Configuración del peso sísmico en el modelo estructural



Nota. Configuración de peso sísmico en software ETABS.

Figura 11
Zonificación sísmica del Perú empleada para el diseño



Nota. Tomado de Norma E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones (p.12), por Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de Construcción (SENCICO), 2020.

Para el presente diseño sísmico según las características del sitio, se tendrá que determinar el valor de C en base a las siguientes expresiones:

Figura 12
Factores de amplificación sísmica considerados en el análisis

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

Nota: Adaptado de Norma E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones (p.17), por Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de Construcción (SENCICO), 2020.

También estimaremos el periodo fundamental de vibración de nuestra estructura.

Figura 13
Estimación del periodo fundamental de vibración de la estructura

El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

C_t = 35 Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

C_t = 45 Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
b) Pórticos de acero arriostrados.

C_t = 60 Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Nota. Adaptado de Norma E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones (p.27), por Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de Construcción (SENCICO), 2020.

4.2.5. Sistema estructural adoptado

Se va a clasificar el sistema estructural de la edificación en base a los elementos estructurales que absorban mayores esfuerzos, entonces se le podría asignar un coeficiente según la siguiente tabla:

Tabla 11
Sistema estructural

Sistema Estructural	**Coeficiente Básico de Reducción R_0 (*)**
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

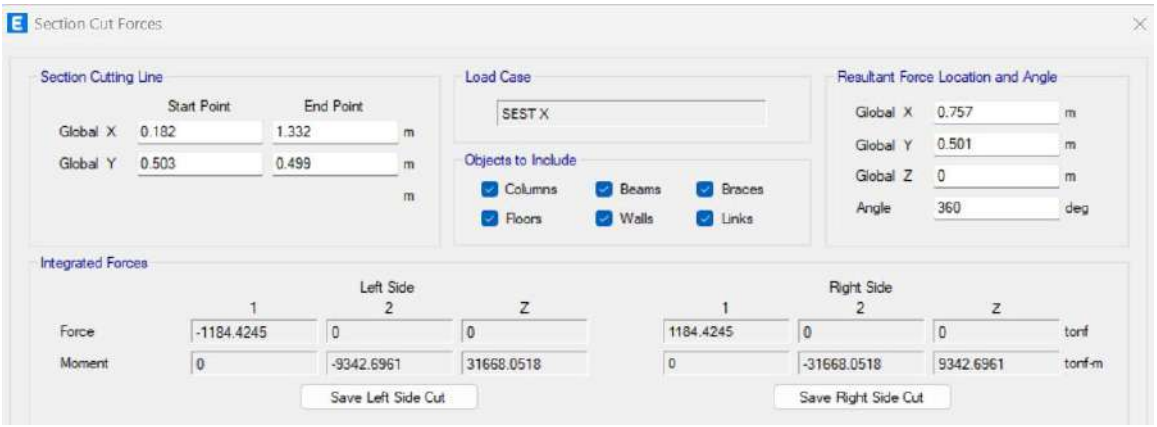
Nota. Tomado de Norma E.030 (SENCICO, 2020, p.21).

El coeficiente a utilizar será $R = 6$, debido a que como se mostrará desde la Figura 14

a la Figura 17, se puede apreciar que los muros estructurales de concreto armado absorben como mínimo el 70% de la fuerza cortante en la base.

Figura 14

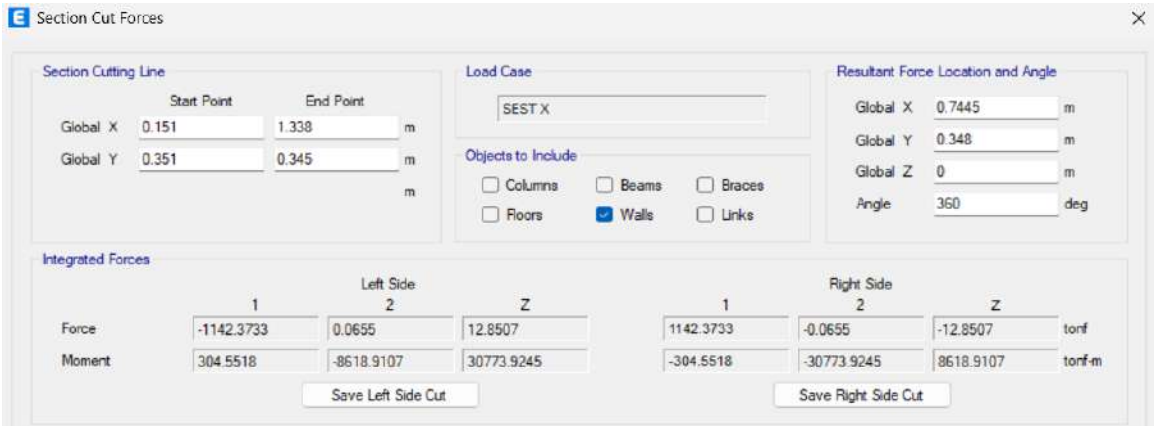
Fuerzas en todos los elementos estructurales debido al Sismo Estático en X



Nota. Elaboración propia

Figura 15

Fuerzas en solamente los muros de cortes debido al Sismo Estático en X.



Nota. Elaboración propia

Tabla 12

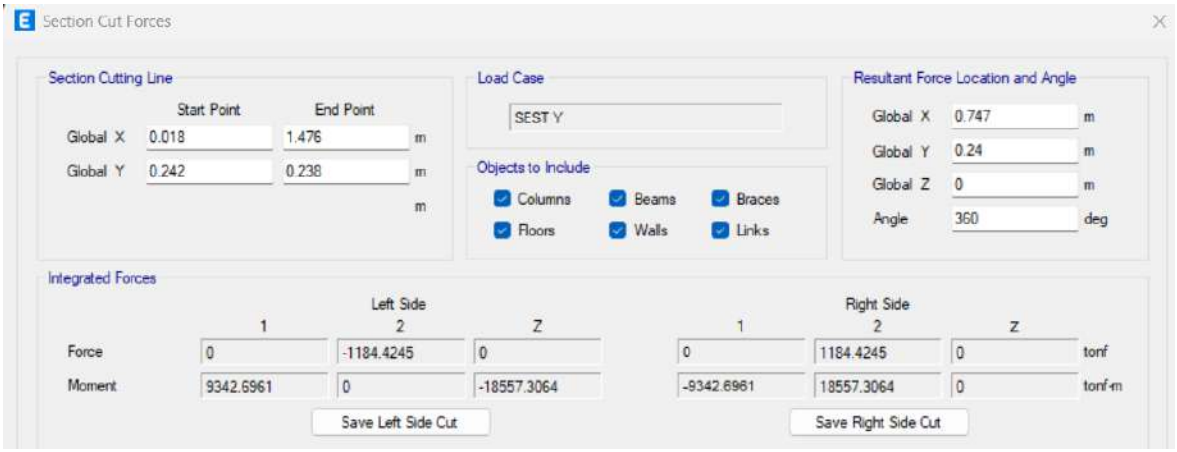
Porcentaje que absorben los muros de corte en SISMO X

SEST X		
Cortante tomada por los muros	1142.3733	tonf
Cortante total del corte seccional	1184.4245	tonf
% Porcentaje	96.45 %	

Nota. Elaboración propia

Figura 16

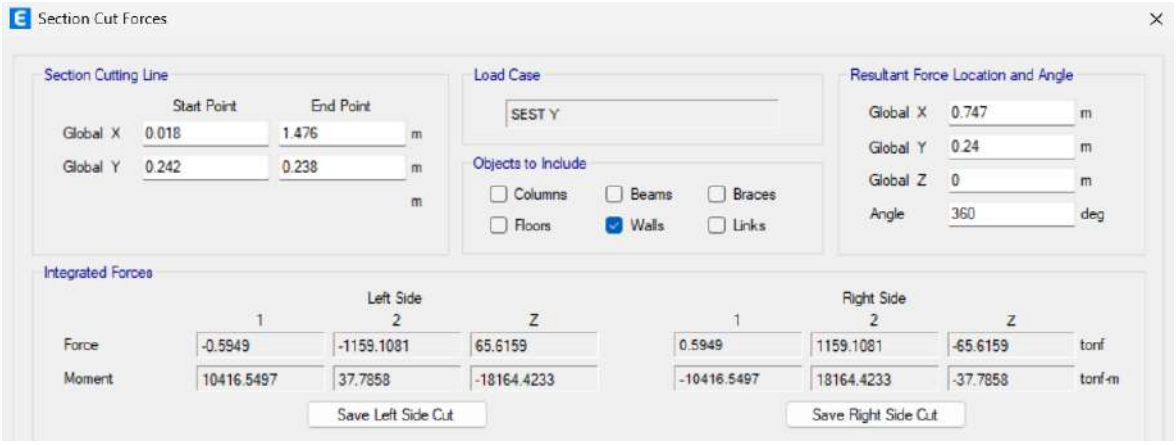
Fuerzas en solamente los muros de cortes debido al Sismo Estático en X.



Nota. Elaboración propia

Figura 17

Fuerzas en solamente los muros de cortes debido al Sismo Estático en Y.



Nota. Elaboración propia

Tabla 13

Porcentaje que absorben los muros de corte en SISMO Y

SEST Y		
Cortante tomada por los muros	1159.1081	tonf
Cortante total del corte seccional	1184.4245	tonf
% Porcentaje	98 97.86 %%	

Nota. Elaboración propia

La edificación fue concebida con un sistema resistente en el cual los muros estructurales absorben una proporción predominante de la fuerza cortante en la base. Por esa razón, el sistema fue clasificado con un valor de R = 6, correspondiente a una configuración de comportamiento sísmico favorable. Cabe señalar que los muros estructurales absorben

aproximadamente 96 % del cortante en la dirección X y 98 % en la dirección Y, lo que confirma su papel principal dentro de la respuesta lateral de la estructura.

Tabla 14
Participación de los muros estructurales en la resistencia lateral de la edificación

Dirección	Participación reportada de los muros estructurales
Eje X	96 %
Eje Y	98 %

Nota. Elaboración propia

4.2.6. Análisis estático

El análisis estático representa la acción sísmica mediante un sistema de fuerzas laterales equivalentes aplicado en los centros de masa de los diferentes niveles de la edificación. La Norma Técnica E.030 establece que la fuerza cortante total en la base, para cada dirección de análisis, se determina mediante la expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

donde Z es el factor de zona, U el factor de uso, C el factor de amplificación sísmica, S el factor de suelo, R el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas y P el peso sísmico total de la edificación.

El cálculo numérico de la cortante basal se presenta en el apartado 4.2.10, una vez determinado el peso sísmico total de la estructura.

4.2.7. Análisis dinámico modal espectral

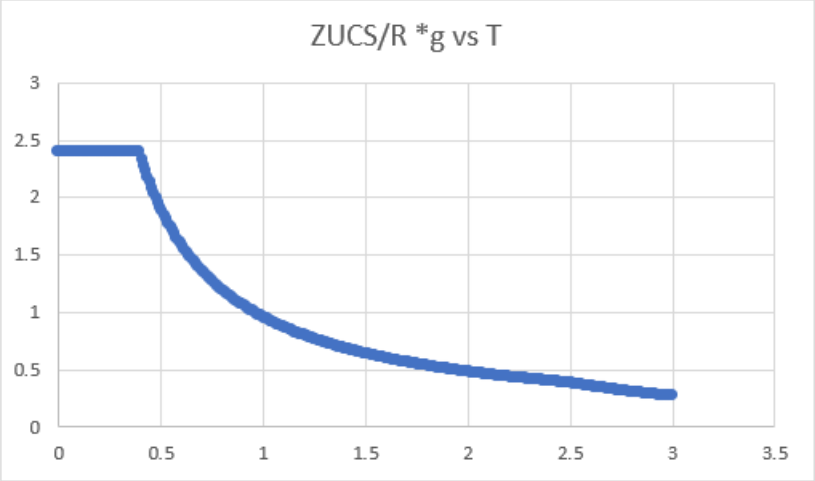
El análisis dinámico modal espectral fue incorporado en el modelo estructural para estimar con mayor precisión la respuesta sísmica de la edificación. Una vez definida la aceleración espectral y cargados los parámetros del análisis, ETABS permitió estimar las

fuerzas sísmicas en ambas direcciones principales del edificio. Sobre la base de estos resultados se evaluaron los criterios de rigidez, resistencia, irregularidad y derivas, y posteriormente se realizó el diseño de los elementos estructurales.

Aceleración Espectral

Aplicando la fórmula que nos brinda la Norma E.030 en el artículo 29.2.

Figura 18
Aceleración Espectral empleada en el análisis modal espectral



Nota. Elaboración propia

El coeficiente básico de reducción será afectado por la irregularidad en altura y planta que presente la estructura, para de esta manera obtener el *R* final.

4.2.8. Verificación de irregularidades

Se concluye que la estructura no presenta irregularidad de rigidez, irregularidad de resistencia, irregularidad de masa o peso, irregularidad geométrica vertical, discontinuidad en los sistemas resistentes, irregularidad torsional, esquinas entrantes, discontinuidad de diafragma ni sistemas no paralelos. Esta condición es técnicamente favorable, ya que permite mantener sin modificación el coeficiente de reducción sísmica inicialmente adoptado y

contribuye a una mejor respuesta global frente a la acción sísmica.

Tabla 15
Verificación de irregularidades estructurales

Tipo de irregularidad evaluada	Resultado reportado
Irregularidad de rigidez	No presenta
Irregularidad de resistencia	No presenta
Irregularidad de masa o peso	No presenta
Irregularidad geométrica vertical	No presenta
Discontinuidad en los sistemas resistentes	No presenta
Irregularidad torsional	No presenta
Esquinas entrantes	No presenta
Discontinuidad del diafragma	No presenta
Sistemas no paralelos	No presenta

Nota. Elaboración propia

Irregularidad de rigidez:

Se realizará el análisis dinámico para establecer proporciones de rigideces en los entrepisos, y de esta manera poder determinar si existe irregularidad o no. Se observa en la Tabla 19 y Tabla 20 que la estructura no presenta este tipo de irregularidad, ya que ningún entrepiso presenta rigidez menor que la del inmediato superior, y si bien es cierto también está regido por la condición del promedio de rigideces en los 3 niveles superiores, el primer nivel no tiene 3 niveles superiores. Entonces no presenta este tipo de irregularidad.

Tabla 16
Cortante Dinámica SISDINX

	tonf/m	ki/ki+1	¿Irregularidad?
T3P	1324013.39	...	
T2P	2268432.653	1.71330039	No
T1P	3076432.872	1.35619317	No
Base	0		

Nota. Elaboración propia

Tabla 17
Cortante Dinámica SISDINY

	tonf/m	ki/ki+1	¿Irregularidad?
T3P	2409026.621	...	
T2P	4000027.86	1.66043323	No
T1P	4881574.975	1.22038524	No
Base	0		

Nota. Elaboración propia

Irregularidad de Resistencia:

Basándonos en la Tabla 15 y Tabla 16, se puede descartar también este tipo de irregularidad, ya que ningún entrepiso presenta menor resistencia al cortante que el nivel inmediato superior.

Irregularidad de Masa o Peso:

Este tipo de irregularidad existirá siempre y cuando la masa o peso de un piso sea superior a 1.5 veces un piso adyacente (superior o inferior). En este caso tampoco existirá este tipo de irregularidad.

Tabla 18
Irregularidad de Masa o Peso

Story	Diaphragm	Masa tonf-s²/m	Peso tonf	Wi/1.5*Wi+1	Wi/1.5*Wi-1	¿Irregularidad?
T1P	D1	189.93752	1863.287071		1.05055809	No
T2P	D2	180.79678	1773.616412	0.95187502	1.44911144	No
T3P	D3	124.76389	1223.933761	0.69007805		No

Nota. Elaboración propia

A partir del peso sísmico total de la estructura y de los parámetros adoptados para el análisis, se determinó la fuerza cortante estática en la base. El peso sísmico total fue de 5014.59771 tonf, obtenido mediante la suma de los pesos correspondientes a los tres niveles y la azotea.

Los parámetros empleados fueron:

Z=0.45, U=1.30, C=2.50, S=1.00, R=6.00

Previamente se verificó la relación mínima entre el factor de amplificación y el coeficiente de reducción:

$$\frac{C}{R} = \frac{2.50}{6.00} = 0.4167 > 0.11$$

En consecuencia, la cortante basal se obtuvo de la siguiente manera:

$$V = \frac{(0.45)(1.30)(2.50)(1.00)}{6.00} \times 5014.59771 = 1222.30819\ tonf$$

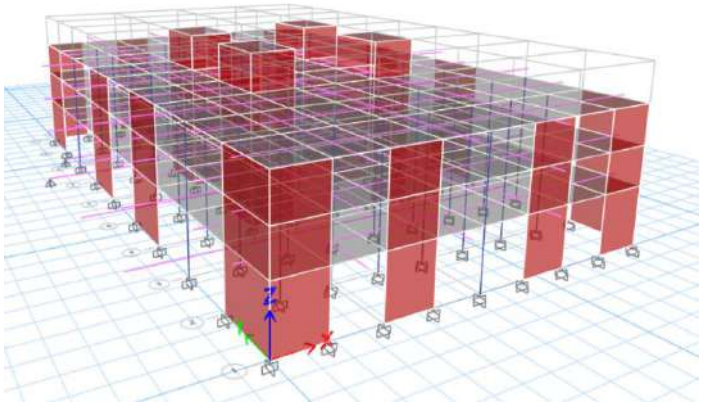
Debido a que los parámetros sísmicos y el coeficiente de reducción adoptados son iguales en ambas direcciones principales, se obtuvo:

$$VX = VY = 1222.3082\ tonf$$

Irregularidad Geométrica Vertical:

La figura 19 muestra que las dimensiones a lo largo de los pisos no presentan variación alguna, por lo tanto, se puede decir que no presenta irregularidad geométrica vertical.

Figura 19
Modelado matemático en software ETABS



Nota. Elaboración propia

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

La estructura no muestra ningún desalineamiento vertical o un cambio de orientación de ejes en algún elemento.

IRREGULARIDAD EN PLANTA

Irregularidad Torsional

En las figuras 20 y 21 se observa que el máximo desplazamiento relativo del entrepiso en un edificio no sobrepasa 1.3 veces a ningún nivel adyacente. Por lo que se puede decir que no presenta irregularidad torsional.

Figura 20

Desplazamiento relativo en los entrepisos ante Sismo Dinámico en X



Story Max Over Avg Displacements

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Story Max Over Avg Displacements

Filter: ([Output Case] = 'SISDIN X') AND ([Step Type] = 'Max')

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Maximum m	Average m	Ratio
AZOTEA	SISDIN X	Combination	Max		X	0.002538	0.002424	1.047
T3P	SISDIN X	Combination	Max		X	0.002077	0.001809	1.148
T2P	SISDIN X	Combination	Max		X	0.001378	0.001195	1.153
T1P	SISDIN X	Combination	Max		X	0.000661	0.00057	1.159

Nota. Elaboración propia

Figura 21

Desplazamiento relativo en los entrepisos ante Sismo Dinámico en Y



Story Max Over Avg Displacements

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Story Max Over Avg Displacements

Filter: ([Output Case] = 'SISDIN Y') AND ([Step Type] = 'Max') AND ([Direction] = 'Y')

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Maximum m	Average m	Ratio
AZOTEA	SISDIN Y	Combination	Max		Y	0.001421	0.00139	1.022
T3P	SISDIN Y	Combination	Max		Y	0.001237	0.001145	1.08
T2P	SISDIN Y	Combination	Max		Y	0.00085	0.000788	1.079
T1P	SISDIN Y	Combination	Max		Y	0.000431	0.000401	1.076

Nota. Elaboración propia

Esquinas Entrantes

Como se mencionó anteriormente, las dimensiones en los pisos se mantienen, es decir, no hay variación de medidas. Por lo tanto, no existe irregularidad por esquinas entrantes.

Discontinuidad del Diafragma

En la imagen de Irregularidad Vertical se pude apreciar a simple vista que las aberturas en cada piso no supera ni se acerca al 50% de área por piso.

Sistemas No Paralelos

Los ejes de los pórticos o muros de la estructura forman ángulos superiores a 30°. Entonces, el coeficiente de reducción sísmica (R) no será afectado por un coeficiente de irregularidad.

4.2.9. Masa estructural

La masa total de la estructura fue determinada a partir del modelo generado en ETABS y consignada en la tabla 19. Esta masa constituye un parámetro esencial del análisis sísmico, ya que sirve de base para el cálculo de la cortante basal y para la distribución de fuerzas a lo largo de los niveles de la edificación.

Tabla 19
Masa total de la estructura según el modelo estructural

Story	Diaphragm	Masatonf-s²/m	Pesotonf
T1P	D1	189.93752	1863.28707
T2P	D2	180.79678	1773.61641
T3P	D3	124.76389	1223.93376
AZOTEA	D4	15.67385	153.760469
		P total (tonf)	**5014.59771**

Nota. Elaboración propia

4.2.10. Cortante basal

Como resultado del análisis sísmico global, la fuerza cortante en la base fue de 1237.3954 tonf en la dirección X y de 1237.3954 tonf en la dirección Y. La igualdad de ambos valores refuerza la condición de simetría estructural y muestra que la respuesta del edificio fue concebida con una distribución equilibrada de rigidez y masa en ambas direcciones principales.

Tabla 20
Cortante basal obtenida en las direcciones principales de análisis

Dirección	Peso sísmico (P) (tonf)	(ZUCS/R)	Cortante basal (V) (tonf)
Eje X	5014.59771	0.24375	1222.3082
Eje Y	5014.59771	0.24375	1222.3082

Nota. Elaboración propia

4.2.11. Distribución de fuerzas sísmicas

Para la distribución de fuerzas sísmicas en altura, se adoptó un factor k = 1. A partir de este parámetro se elaboraron los cuadros de distribución de fuerzas estáticas en los ejes X e Y.

Tabla 21
Distribución de fuerzas sísmicas en altura para el eje X

Nivel	hi (m)	Pi (tonf)	Pi hi^k	αi	F_i x-x (tonf)
T1P	4.5	1863.28707	8384.79182	0.22900516	279.914889
T2P	7.5	1773.61641	13302.1231	0.36330716	444.073315
T3P	10.5	1223.93376	12851.3045	0.35099441	429.023349
AZOTEA	13.5	153.760469	2075.76632	0.05669326	69.2966399
			36613.9857	**1**	**1222.30819**

Nota. Elaboración propia

Tabla 22
Distribución de fuerzas sísmicas en altura para el eje Y

Nivel	hi (m)	Pi (tonf)	Pi hi^k	αi	F_i y-y (tonf)
T1P	4.5	1863.28707	8384.79182	0.22900516	279.914889
T2P	7.5	1773.61641	13302.1231	0.36330716	444.073315
T3P	10.5	1223.93376	12851.3045	0.35099441	429.023349
AZOTEA	13.5	153.760469	2075.76632	0.05669326	69.2966399
			36613.9857	**1**	**1222.30819**

Nota. Elaboración propia

La suma de las fuerzas sísmicas distribuidas en altura es igual a la cortante basal estática:

$$\sum F_i = 1222.30819\ tonf = V$$

Esta igualdad confirma la coherencia entre la cortante basal calculada y su distribución por niveles.

La Norma E.030 establece que las fuerzas horizontales de cada nivel se calculan mediante $F_i = \alpha_i V$.

4.2.12. Desplazamientos y derivas

Finalmente, la verificación de la respuesta deformacional del edificio mostró que las derivas de entrepiso cumplen con el límite de 0.007 establecido como referencia. Esta verificación se realizó para ambos ejes principales del modelo, y constituye uno de los resultados más importantes del análisis sísmico, ya que demuestra que la estructura propuesta mantiene deformaciones relativas compatibles con las exigencias de seguridad y servicio asumidas en el estudio.

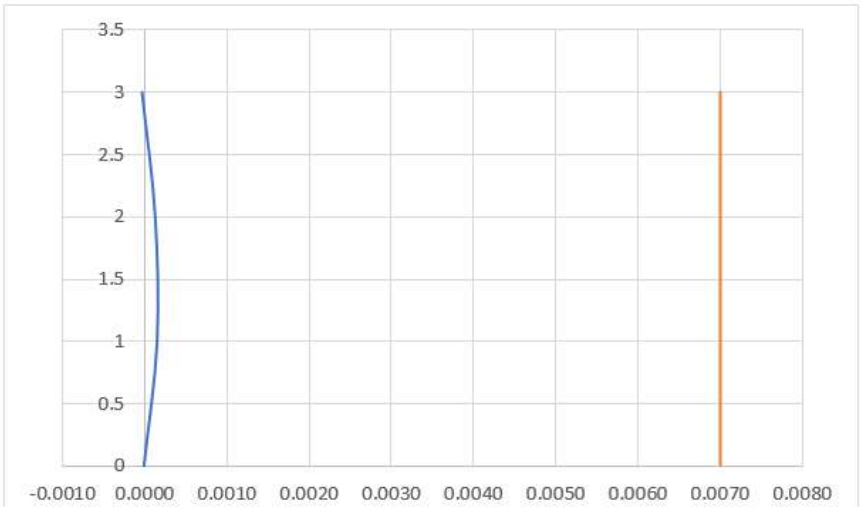
Tabla 23
Verificación global del comportamiento sísmico de la estructura

Parámetro de verificación	**Resultado reportado**
Irregularidades estructurales	No presenta
Derivas de entrepiso	Cumplen
Límite de deriva considerado	0.007
Comportamiento sísmico global	Satisfactorio

Nota. Elaboración propia

Figura 22

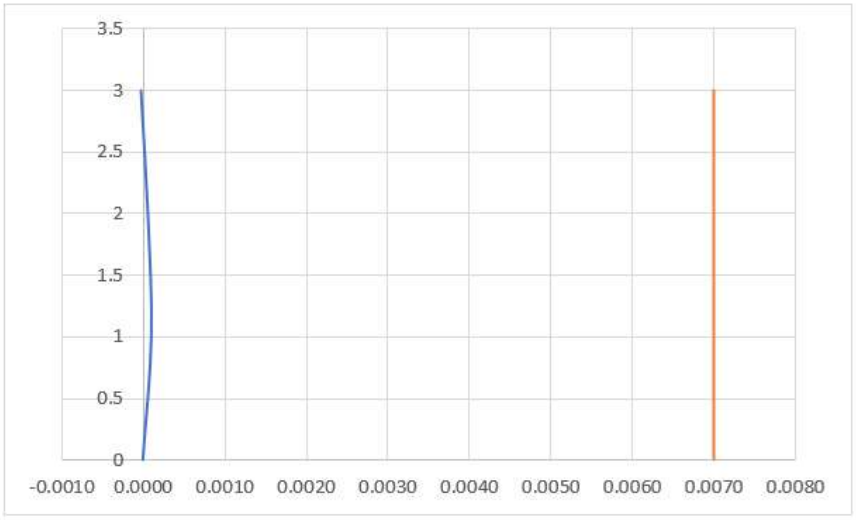
Derivas de los entrepisos en el eje X.



Nota. Elaboración propia

Figura 23

Derivas de los entrepisos en el eje Y.



Nota. Elaboración propia

Los resultados del análisis estructural y sísmico evidencian que la propuesta desarrollada fue concebida con una configuración estructural regular, con predominio resistente de los muros estructurales y con parámetros sísmicos consistentes con la ubicación del proyecto. La ausencia de irregularidades, el cumplimiento del límite de derivas y la obtención de una cortante basal equilibrada en ambos ejes muestran que, a nivel global, la estructura presenta una respuesta sísmica favorable dentro del alcance técnico del estudio.

Estos hallazgos constituyen la base para justificar el diseño detallado de los elementos estructurales que se presenta en el bloque siguiente.

4.3. Diseño de los elementos estructurales

4.3.1. Diseño de la losa aligerada

Diseño por flexión

El diseño de la losa aligerada se realizó considerando un espesor de 25 cm en los dos primeros niveles y de 20 cm en el último nivel, ambos en una sola dirección y con un concreto de f'c = 280 kg/cm². Para la verificación por flexión se empleó la combinación de carga última Wu = 1.4 WD + 1.7 WL. El tramo más desfavorable correspondió al paño central, en el cual se obtuvo un momento último de 0.71 tnf·m.

La hoja de cálculo muestra que el área de acero mínima requerida fue de 0.62 cm², mientras que el acero calculado por diseño fue de 0.87 cm². En función de ello, se adoptó acero de 1/2", equivalente a un área de 1.29 cm², con lo cual se satisfizo la exigencia resistente por flexión.

En la verificación por corte, la resistencia debe evaluarse individualmente para cada nervadura, utilizando el ancho del alma, el peralte efectivo y la resistencia del concreto adoptados en el diseño. Para la losa de 25 cm, con $f'c = 280 kg/cm^2$, $b_w = 10\ cm$ y $d = 22.37\ cm$, se obtuvo una resistencia de diseño de $\phi V_c = 1.855$ tonf por nervadura. Para la losa de 20 cm, considerando d=17.37 cm, la resistencia de diseño fue de $\phi V_c = 1.440$ tonf por nervadura. En ambos casos, la demanda de corte debe obtenerse en la sección crítica ubicada a una distancia d de la cara del apoyo y expresarse para una sola nervadura.

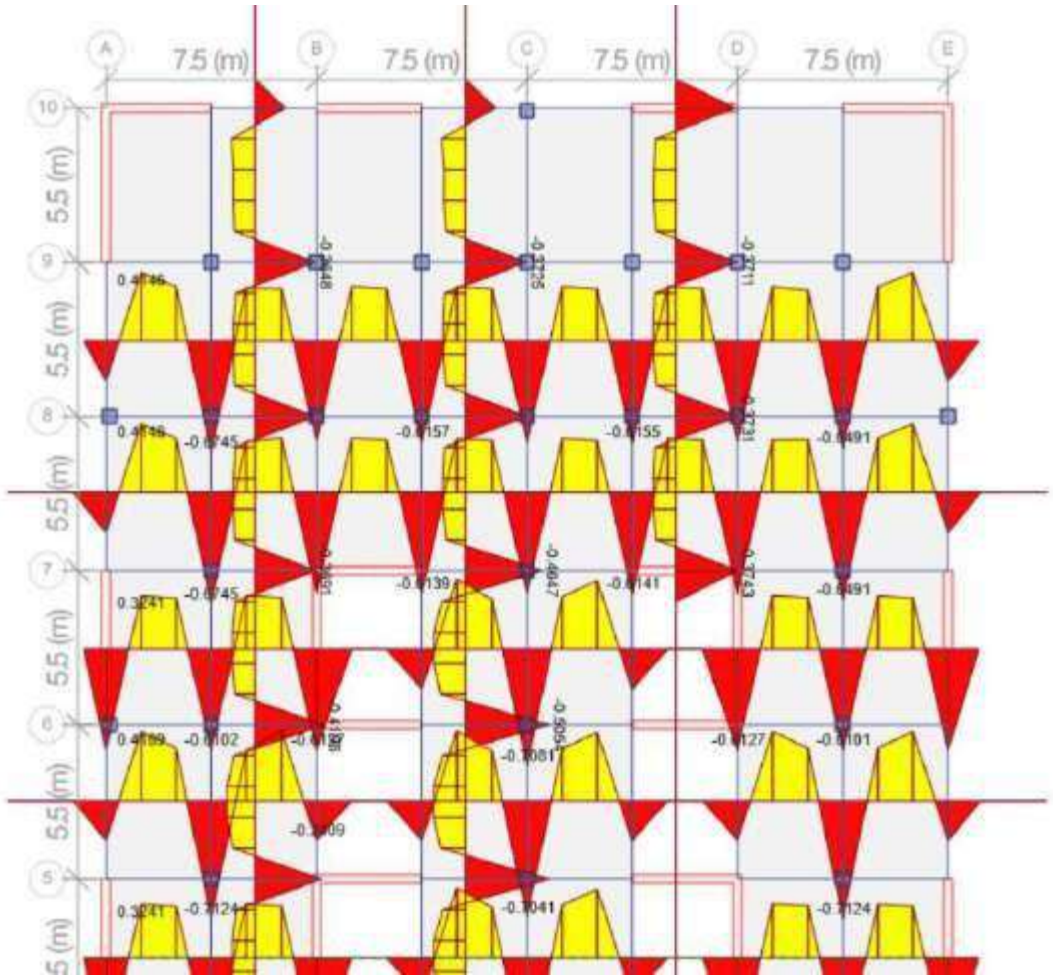
Tabla 24

Resumen de resultados del diseño de la losa aligerada

Parámetro de diseño	Resultado reportado
Espesor en los dos primeros niveles	25 cm
Espesor en el último nivel	20 cm
Resistencia del concreto, f'c	280 kg/cm²
Momento último, Mu	0.71 tnf·m
Acero mínimo requerido	0.62 cm²
Acero de diseño requerido	0.87 cm²
Acero adoptado	1/2" (1.29 cm²)
Ancho del nervio, (b_w)	10 cm
Peralte efectivo para losa de 25 cm	22.37 cm
Resistencia de diseño al corte para losa de 25 cm	1.855 tonf por nervadura
Peralte efectivo para losa de 20 cm	17.37 cm
Resistencia de diseño al corte para losa de 20 cm	1.440 tonf por nervadura
Sección crítica de verificación	A una distancia (d) de la cara del apoyo
Condición de cumplimiento	$V_{u,nervadura} \leq \emptyset V_{c,nervadura}$
Acero por contracción y temperatura	0.90 cm²
Disposición adoptada	6 mm @ 0.25 m

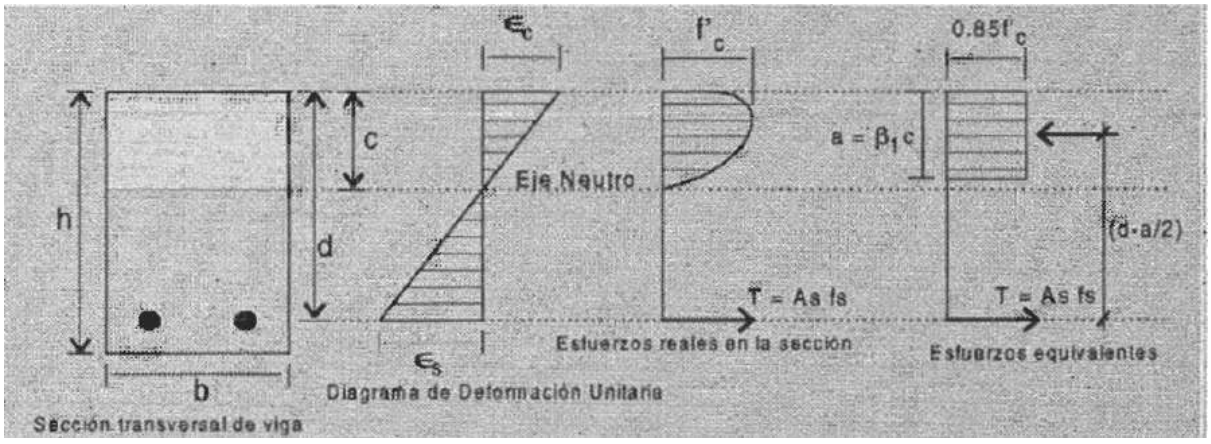
Nota. Elaboración propia

Figura 24
Momentos flectores en la losa aligerada



Nota. Elaboración propia

Figura 25
Bloque de esfuerzos de Whitney utilizado en el diseño por flexión de la losa



Nota. Tomado de Diseño en Concreto Armado (p.10), por R. Morales, 2006, ICG

Figura 26

Hoja de cálculo para la determinación del acero por flexión en la losa aligerada

1.0 Datos del material

f'c	280	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2

3.0 Datos de geometría

b	10	cm
h	25	cm
d	22.37	cm

3.0 Momento Actuante

$M_u=W_u*L^2/(coef)$	**0.71**	**ton-m**

4.0 Diseño

As	0.87	cm2
ρ	0.00389	

5.0 Verificación

β_1	0.85	
ρ_b	0.028333333	
ρ_{min}	0.002788867	
ρ_{max}	0.02125	Cumple

Asmin	0.62	cm2

Nota. Elaboración propia

Como se puede observar en la anterior imagen, nos piden un acero mínimo de 0.62cm^2 y requerido de 0.87 cm^2, en este caso bastará en utilizarse acero de ½" (área de 1.29 cm^2)

Diseño por corte de las nervaduras

La resistencia al corte de las nervaduras se determinó de acuerdo con la Norma Técnica E.060 Concreto Armado. Para elementos no preesforzados sometidos a flexión y corte, la resistencia nominal proporcionada por el concreto se calculó mediante la siguiente expresión (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2009):

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

En esta expresión, V_c representa la resistencia nominal al corte proporcionado por el concreto; $f'c$ es la resistencia a la compresión del concreto; b_w es el ancho del alma de la nervadura; y d es el peralte efectivo. Debido a que se trata de una losa nervada, la resistencia

proporcionada por el concreto se incrementó en 10 %. Asimismo, se aplicó el factor de reducción de resistencia φ = 0.85. En consecuencia, la resistencia de diseño de una nervadura se obtuvo mediante:

$$\emptyset V_{c,nervadura} = 0.85(1.10)(0.53)\sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

Verificación para la losa aligerada de 25 cm

Para la losa aligerada de 25 cm se consideraron los parámetros $f'c = 280$ kgf/cm², $b_w = 10$ cm y $d = 22.37$ cm. Al reemplazar estos valores en la expresión de resistencia al corte, se obtuvo:

$$\emptyset V_{c,nervadura} = 0.85(1.10)(0.53)\sqrt{280} \cdot 10 \cdot 22.37$$

$$\emptyset V_{c,nervadura} = 1854.95 \text{ kgf}$$

$$\emptyset V_{c,nervadura} = 1.855 \text{ tonf}$$

Por tanto, la resistencia de diseño al corte de una nervadura correspondiente a la losa de 25 cm es 1.855 tonf.

Verificación para la losa aligerada de 20 cm

Para la losa aligerada de 25 cm se consideraron los parámetros $f'c = 280$ kgf/cm², $b_w = 10$ cm y $d = 17.37$ cm. Reemplazando estos valores en la expresión de resistencia al corte, se obtuvo:

$$\emptyset V_{c,nervadura} = 0.85(1.10)(0.53)\sqrt{280} \cdot 10 \cdot 17.37$$

$$\emptyset V_{c,nervadura} = 1440.35 \text{ kgf}$$

$$\emptyset V_{c,nervadura} = 1.440 \text{ tonf}$$

Por tanto, la resistencia de diseño al corte de una nervadura correspondiente a la losa de 20 cm es 1.440 tonf.

Tabla 25

Resumen de la resistencia de diseño al corte por nervadura

Espesor total h (cm)	Peralte efectivo d (cm)	Ancho bw (cm)	f ′c (kgf/cm²)	φVc (tonf)
25	22.37	10	280	1.855
20	17.37	10	280	1.440

Nota. Los valores corresponden a la resistencia de diseño de una nervadura individual e incluyen el incremento de 10% permitido para losas nervadas y el factor de reducción φ = 0.85.

Figura 27

Hoja de cálculo para la verificación de ensanches en la losa aligerada

Según Norma E.060

1.0 Datos del material

f'c	210	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2

3.0 Datos de geometría

b	10	cm
h	30	cm
d	27.37	cm

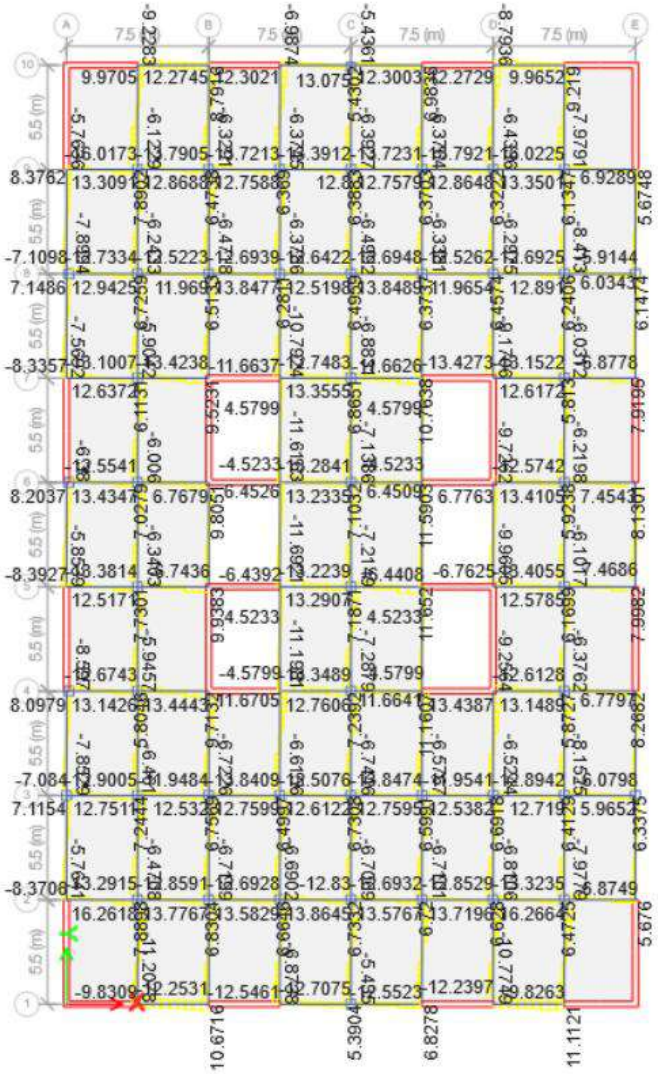
3.0 Momento Actuante

Vc	**2101.75**	**kgf**
ϕ	0.85	
ϕVc	1965.13586	kgf

Nota. Elaboración propia

Teniendo en cuenta que según la Figura 27 podemos observar que el cortante máximo soportado por la presente losa es de 19.65 tnf. y según la Figura 30 a lo largo de la losa el máximo cortante es de 13 tonf, entonces se puede decir que no es necesario un ensanche en la losa.

Figura 28
Cortantes máximos en la losa aligerada



Nota. Elaboración propia

Diseño por contracción y temperatura

En el artículo 9.7.2 del RNE 060, nos brinda la información necesaria para poder hallar el acero necesario por contracción y temperatura. Teniendo en cuenta que tenemos 5cm de espesor de concreto en la losa, usaremos la siguiente fórmula:

$$A_s = 0.0018 * b * t$$

Lo que nos da un resultado de $A_s = 0.9\ cm^2$

Espaciamiento de acero

En el artículo 9.7.3 del RNE 060, nos da los siguientes límites:

5 veces el espesor de la losa 400 mm

En este caso sería 5 veces el espesor de la losa

$$5e_{losa} = 25cm$$

Por lo tanto, se usará acero de 6mm @0.25m

4.3.2. Diseño de vigas

Diseño por flexión

Para el diseño de vigas se consideró la envolvente de cargas del sistema estructural, seleccionándose el tramo más desfavorable. En dicho elemento se registró un momento flector negativo de 12 tnf·m y un momento flector positivo de 13.85 tnf·m, siendo este último el que gobernó el diseño por flexión. A partir de la hoja de cálculo empleada, se determinó un acero mínimo de 6.40 cm², adoptándose finalmente tres barras de 3/4", equivalentes a un área total de 8.52 cm², suficiente para cubrir la demanda resistente.

En la verificación por corte se utilizaron estribos de 3/8", y el espaciamiento obtenido fue de 31.89 cm, el cual fue redondeado a 30 cm por criterio de seguridad. Los resultados muestran que la sección adoptada para la viga y el refuerzo finalmente dispuesto resultan adecuados para resistir las solicitaciones de flexión y corte determinadas en el modelo estructural.

Tabla 26

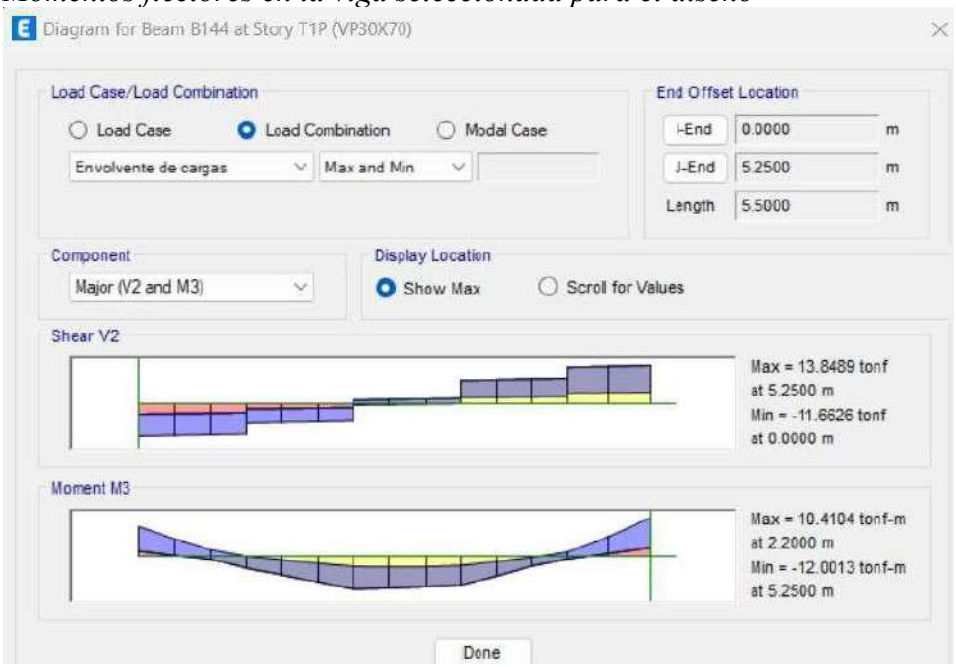
Resumen de resultados del diseño de vigas

Parámetro de diseño	Resultado reportado
Momento flector negativo	12.00 tnf·m
Momento flector positivo	13.85 tnf·m
Acero mínimo requerido	6.40 cm²
Acero adoptado	3 barras de 3/4”
Área total adoptada	8.52 cm²
Diámetro de estribo	3/8”
Espaciamiento calculado	31.89 cm
Espaciamiento adoptado	30 cm

Nota. Elaboración propia

Figura 29

Momentos flectores en la viga seleccionada para el diseño



Nota. Elaboración propia

Se usará la misma hoja de cálculo de losa aligerada en la viga, ya que ambos son elementos sometidos a flexión

Figura 30

Hoja de cálculo para la determinación del acero por flexión en vigas

1.0 Datos del material

f'c	280	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2

3.0 Datos de geometría

b	30	cm
h	70	cm
d	64.00	cm

3.0 Momento Actuante

$M_u=W_u*L^2/(coef)$	**12**	**ton-m**

4.0 Diseño

As	5.08	cm2
ρ	0.00265	

5.0 Verificación

β_1	0.85	
ρ_b	0.028333333	
ρ_{min}	0.003333333	
ρ_{max}	0.02125	Cumple

Asmin	6.40	cm2
Asmax	40.80	cm2

Nota. Elaboración propia

Se puede observar que el acero mínimo a utilizar será de 6.40 cm2, entonces se utilizará 3 barras de acero de ¾” , lo que dará un resultado de 8.52 cm2

Diseño por corte

Para diseñar la viga por corte, nos guiaremos del capítulo 21.4.4. de la RNE.060, donde nos indica que el diámetro de estribo a utilizar en nuestro caso es de 3/8”. También, nos menciona el tema sobre los espaciamientos, en nuestro caso tenemos un espaciamiento de 31.89 cm, por lo que redondeándolo siempre por el lado seguro sería de 30cm.

Utilizando una hoja cálculo, tenemos los siguientes resultados:

Figura 31

Hoja de cálculo para la determinación del espaciamiento de estribos en vigas

1.0 Datos del Material

f'c	280	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
ø	0.85	(E.060)
Diam Estribo	3/8"	

2.0 Datos de la geometría

b_w	30	cm
h	70	cm
r'	6.2225	cm
d	63.7775	cm

3.0 Análisis Estructural

Vu	16	ton

4.0 Diseño

Vu

øVc/2	7.21	ton
øVc=ø0.53*raiz(f'c)*bw*d	14.42	ton
øVs=Vu-øVc	1.58	ton

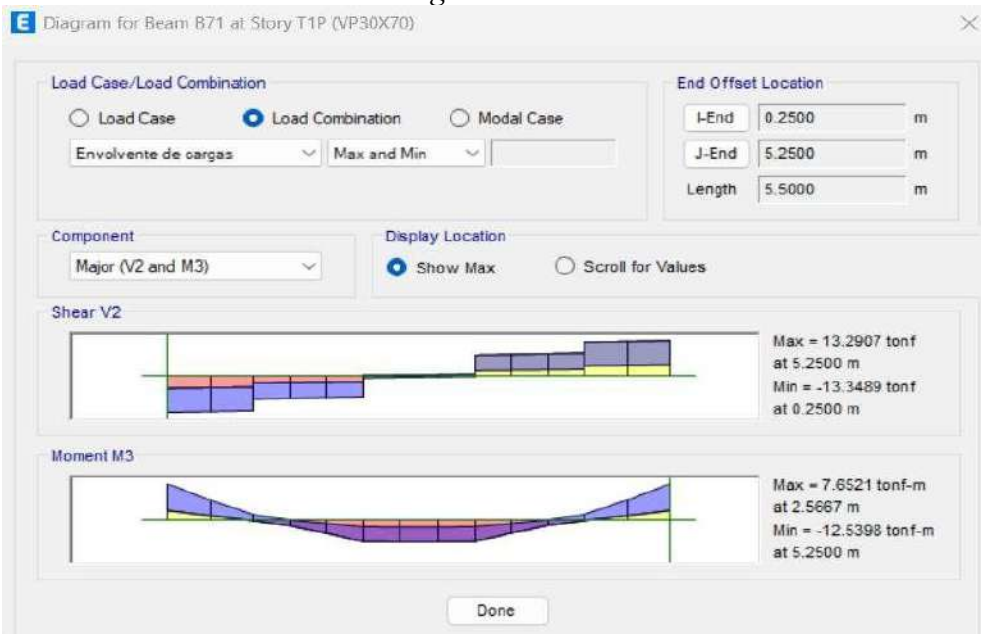
Vs

2øVc=ø1.06*raiz(f'c)*bw*d	28.84646	ton
4øVc=ø2.12*raiz(f'c)*bw*d	57.69292	ton
Vs	1.86	ton
s=(Av*fy*d)/Vs	205.05	cm
s_{max}	31.89	cm
$s_{diseño}$	31.89	cm

Nota. Elaboración propia

Figura 32

Distribución de cortantes en la viga analizada



Nota. Elaboración propia

4.3.3. Diseño de las columnas

Diseño por flexocompresión

Dado que estos elementos estructurales trabajan bajo la acción simultánea de carga axial y momentos flectores derivados de la excentricidad de las cargas, se trabajó con columnas cuadradas y se desarrolló el análisis mediante diagramas de interacción, tomando como referencia la columna sometida a las mayores solicitaciones.

La disposición del refuerzo longitudinal adoptada fue de cuatro barras de 3/4" en la primera capa, dos barras de 3/4" en la segunda capa, dos barras de 3/4" en la tercera capa y cuatro barras de 3/4" en la última capa, lo que equivale a un total de 12 barras de 3/4". Con esta configuración se elaboraron los puntos notables del diagrama de interacción y se verificó que las combinaciones de carga más exigentes permanecían dentro de la curva resistente, lo que confirma la adecuación del diseño propuesto.

Posteriormente, las columnas fueron verificadas por corte mediante dos enfoques: diseño por resistencia y diseño por capacidad. Los resultados reportan cumplimiento en ambas verificaciones, lo que significa que las columnas diseñadas no solo satisfacen la resistencia necesaria frente a las combinaciones de carga actuantes, sino que también se alinean con el criterio de comportamiento sísmico esperado.

Se tienen columnas cuadradas, por lo que la fórmula a utilizar será:

$$\emptyset P_n = 0.80\emptyset[0.85f'c\left(A_g - A_{st}\right) + f_y A_{st}$$

Donde:

Pn=Carga Axial

Ast=Área del refuerzo de la sección

Ag=Área de la sección bruta del concreto

Tabla 27

Resumen de resultados del diseño de columnas

Parámetro de diseño	Resultado reportado
Tipo de solicitación principal	Flexocompresión
Configuración del refuerzo	4 + 2 + 2 + 4 barras de 3/4”
Total de barras longitudinales	12 barras de 3/4”
Verificación con diagrama de interacción	Cumple
Diseño por resistencia	Cumple
Diseño por capacidad	Cumple

Nota. Elaboración propia

Puntos del diagrama de interacción y combinaciones de carga aplicadas en columnas

Tabla 28

Puntos del diagrama de interacción y combinaciones de carga aplicadas en columnas

Punto	c (cm)	ϕ	Pn (tonf)	Mn (+) (tonf·m)	ΦPn (tonf)	ΦMn (+) (tonf·m)	Pn (tonf)	Mn (−) (tonf·m)	ΦPn (tonf)	ΦMn (−) (tonf·m)
A	5.0	0.90	-58.5	21.7	-52.6	19.6	-58.5	-21.7	-52.6	-19.6
B	10.0	0.83	33.0	38.9	27.5	32.5	33.0	-38.9	27.5	-32.5
C	15.0	0.70	108.6	49.3	76.0	34.5	108.6	-49.3	76.0	-34.5
D	20.0	0.70	177.6	56.2	124.3	39.4	177.6	-56.2	124.3	-39.4
E	25.0	0.70	245.4	58.5	171.8	41.0	245.4	-58.5	171.8	-41.0
F	30.0	0.70	313.1	57.7	219.2	40.4	313.1	-57.7	219.2	-40.4
G	35.0	0.70	388.6	52.1	272.0	36.5	388.6	-52.1	272.0	-36.5
H	40.0	0.70	457.9	45.4	320.5	31.8	457.9	-45.4	320.5	-31.8
I	45.0	0.70	523.0	37.3	366.1	26.1	523.0	-37.3	366.1	-26.1
J	47.5	0.70	554.4	32.7	388.1	22.9	554.4	-32.7	388.1	-22.9
K	50.0	0.70	585.2	27.6	409.6	19.3	585.2	-27.6	409.6	-19.3
Compresión pura	—	—	584.02	0.00	408.81	0.00	584.02	0.00	408.81	0.00
Tracción pura	—	—	-143.14	0.00	-128.82	0.00	-143.14	0.00	-128.82	0.00

Nota. Elaboración propia

Tabla 29

Resumen de combinaciones de carga aplicadas en la columna

Combinación	P (tonf)	M2 (tonf·m)	V3 (tonf)
1.4D + 1.7L	121.3910	0.518	0.335
0.9D + SX	55.5800	0.260	0.157
0.9D − SX	49.7200	0.100	0.491
1.25D + 1.25L + SX	105.0925	0.055	0.036
1.25D + 1.25L − SX	99.2325	0.345	0.369
0.9D + SY	53.5037	1.320	0.527
0.9D − SY	51.7963	-0.960	0.081
1.25D + 1.25L + SY	103.0162	1.565	0.036
1.25D + 1.25L − SY	101.3088	-0.715	0.369

Nota. Elaboración propia

Verificación del diseño de columnas por resistencia

Tabla 30

Verificación del diseño por resistencia - Zona 1.

Combo	Pn (kgf)	Vc (tonf)	ΦVc (tonf)	Av (cm²)	s (cm)	ΦVs (tonf)	ΦVs máx (tonf)	Comen-tario	ΦVn (tonf)	Vu (tonf)	Comen-tario
1.4D + 1.7L	121391.00	25.08	21.32	2.84	10.00	42.58	62.72	OK	63.90	0.34	OK
0.9D + SX	55580.00	21.58	18.34	2.84	10.00	42.58	62.72	OK	60.93	0.16	OK
0.9D − SX	49720.00	21.27	18.08	2.84	10.00	42.58	62.72	OK	60.66	0.49	OK
1.25D + 1.25L + SX	105092.50	24.22	20.58	2.84	10.00	42.58	62.72	OK	63.17	0.04	OK
1.25D + 1.25L − SX	99232.50	23.90	20.32	2.84	10.00	42.58	62.72	OK	62.90	0.37	OK
0.9D + SY	53503.70	21.47	18.25	2.84	10.00	42.58	62.72	OK	60.83	0.53	OK
0.9D − SY	51796.30	21.38	18.17	2.84	10.00	42.58	62.72	OK	60.76	0.08	OK
1.25D + 1.25L + SY	103016.20	24.11	20.49	2.84	10.00	42.58	62.72	OK	63.07	0.04	OK
1.25D + 1.25L − SY	101308.80	24.01	20.41	2.84	10.00	42.58	62.72	OK	63.00	0.37	OK

Nota. Elaboración propia

Tabla 31

Verificación del diseño por resistencia - Zona 2.

Combo	Pn (kgf)	Vc (tonf)	ΦVc (tonf)	Av (cm²)	s (cm)	ΦVs (tonf)	ΦVs máx (tonf)	Comen-tario	ΦVn (tonf)	Vu (tonf)	Comen-tario
1.4D + 1.7L	121391.00	25.08	21.32	2.84	30.00	14.19	62.72	OK	35.52	0.34	OK
0.9D + SX	55580.00	21.58	18.34	2.84	30.00	14.19	62.72	OK	32.54	0.16	OK
0.9D − SX	49720.00	21.27	18.08	2.84	30.00	14.19	62.72	OK	32.27	0.49	OK
1.25D + 1.25L + SX	105092.50	24.22	20.58	2.84	30.00	14.19	62.72	OK	34.78	0.04	OK
1.25D + 1.25L − SX	99232.50	23.90	20.32	2.84	30.00	14.19	62.72	OK	34.51	0.37	OK
0.9D + SY	53503.70	21.47	18.25	2.84	30.00	14.19	62.72	OK	32.44	0.53	OK
0.9D − SY	51796.30	21.38	18.17	2.84	30.00	14.19	62.72	OK	32.37	0.08	OK
1.25D + 1.25L + SY	103016.20	24.11	20.49	2.84	30.00	14.19	62.72	OK	34.68	0.04	OK
1.25D + 1.25L − SY	101308.80	24.01	20.41	2.84	30.00	14.19	62.72	OK	34.61	0.37	OK

Nota. Elaboración propia

Las tablas de las zonas 1 y 2 no son iguales, aunque comparten varias columnas con los mismos valores. La diferencia principal está en el espaciamiento de estribos y, por consecuencia, en la resistencia aportada por el acero transversal.

Verificación del diseño de columnas por capacidad

Tabla 32

Verificación del diseño por capacidad- Zona 1.

Combo	Pn (kgf)	Vc (tonf)	ΦVc (tonf)	Av (cm²)	s (cm)	ΦVs (tonf)	ΦVs máx (tonf)	Comen-tario	ΦVn (tonf)	Mni (tonf·m)	Mns (tonf·m)	hn (m)	Vcap (tonf)	Comen-tario
1.4D + 1.7L	121391.00	25.08	21.32	2.84	10.00	42.58	62.72	OK	63.90	49	49	3.8	25.79	OK
0.9D + SX	55580.00	21.58	18.34	2.84	10.00	42.58	62.72	OK	60.93	41	41	3.8	21.58	OK
0.9D − SX	49720.00	21.27	18.08	2.84	10.00	42.58	62.72	OK	60.66	41	41	3.8	21.58	OK
1.25D + 1.25L + SX	105092.50	24.22	20.58	2.84	10.00	42.58	62.72	OK	63.17	49	49	3.8	25.79	OK
1.25D + 1.25L − SX	99232.50	23.90	20.32	2.84	10.00	42.58	62.72	OK	62.90	49	49	3.8	25.79	OK
0.9D + SY	53503.70	21.47	18.25	2.84	10.00	42.58	62.72	OK	60.83	41	41	3.8	21.58	OK
0.9D − SY	51796.30	21.38	18.17	2.84	10.00	42.58	62.72	OK	60.76	41	41	3.8	21.58	OK
1.25D + 1.25L + SY	103016.20	24.11	20.49	2.84	10.00	42.58	62.72	OK	63.07	49	49	3.8	25.79	OK
1.25D + 1.25L − SY	101308.80	24.01	20.41	2.84	10.00	42.58	62.72	OK	63.00	49	49	3.8	25.79	OK

Nota. Elaboración propia

Tabla 33

Verificación del diseño por capacidad- Zona 2.

Combo	Pn (kgf)	Vc (tonf)	ΦVc (tonf)	Av (cm²)	s (cm)	ΦVs (tonf)	ϕVs máx (tonf)	Comen-tario	ΦVn (tonf)	Mni (tonf·m)	Mns (tonf·m)	hn (m)	Vcap (tonf)	Comen-tario
1.4D + 1.7L	121391.00	25.08	21.32	2.84	30.00	14.19	62.72	OK	35.52	49	49	3.8	25.79	OK
0.9D + SX	55580.00	21.58	18.34	2.84	30.00	14.19	62.72	OK	32.54	41	41	3.8	21.58	OK
0.9D − SX	49720.00	21.27	18.08	2.84	30.00	14.19	62.72	OK	32.27	41	41	3.8	21.58	OK
1.25D + 1.25L + SX	105092.50	24.22	20.58	2.84	30.00	14.19	62.72	OK	34.78	49	49	3.8	25.79	OK
1.25D + 1.25L − SX	99232.50	23.90	20.32	2.84	30.00	14.19	62.72	OK	34.51	49	49	3.8	25.79	OK
0.9D + SY	53503.70	21.47	18.25	2.84	30.00	14.19	62.72	OK	32.44	41	41	3.8	21.58	OK
0.9D − SY	51796.30	21.38	18.17	2.84	30.00	14.19	62.72	OK	32.37	41	41	3.8	21.58	OK
1.25D + 1.25L + SY	103016.20	24.11	20.49	2.84	30.00	14.19	62.72	OK	34.68	49	49	3.8	25.79	OK
1.25D + 1.25L − SY	101308.80	24.01	20.41	2.84	30.00	14.19	62.72	OK	34.61	49	49	3.8	25.79	OK

Nota. Elaboración propia

Las características de este elemento estructural son:

Figura 33

Propiedades geométricas de la columna evaluada

Geometría

b	50	cm
h	50	cm
Ag	2500	cm2
Pos CenRed	25	cm

Concreto

f'c	280	kgf/cm2
β1	0.85	
ecu	0.003	m/m
0.1f'cAg/0.7	100	tonf

Acero

fy	4200	kgf/cm2
Es	2000000	kgf/cm2
ey	0.0021	m/m

Nota. Elaboración propia

Se está utilizando 4 barras de acero de ¾” en la primera y última capa de la columna, mientras que en la 2da y 3era capa se está utilizando 2 barras de acero de ¾”

Figura 34

Distribución del refuerzo longitudinal en la sección de la columna

Distribución de las capas de acero

Capa	Área(cm2)	Posición(cm)
1	11.36	6
2	5.68	20.5
3	5.68	35
4	11.36	49.5
5		
6		
7		
8		
9		
10		
Ast (cm2)	**34.08**	

Nota. Elaboración propia

Figura 35

Puntos notables para la construcción del diagrama de interacción de la columna

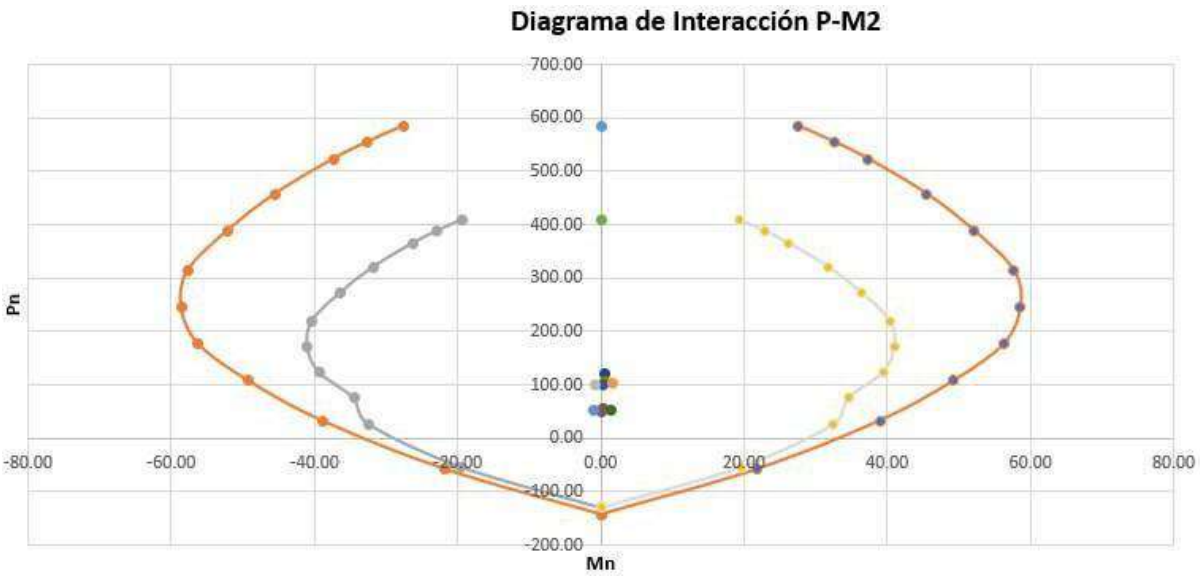
Puntos Notables

Comp Pura	**Po máx**	584.019968	tonf	**Valor nominal máximo de carga axial del código**
Comp Pura	**ϕPo máx**	408.813978	tonf	**Valor máximo de la carga axial Pu admitido por el código**
Tracc Pura	**To**	-143.136	tonf	**Tracción Pura Nominal**
Tracc Pura	**Tu**	-128.8224	tonf	**Tracción Pura de Diseño**

Nota. Elaboración propia

Figura 36

Diagrama de interacción de la columna con mayores esfuerzos



Nota. Elaboración propia

4.3.4. Diseño de placas

El diseño de las placas estructurales se realizó también bajo el criterio de flexocompresión, mediante la elaboración de diagramas de interacción y la evaluación de las combinaciones de carga más desfavorables en los ejes X e Y. Para las placas en el eje X la combinación más crítica fue 1.25 (D + L) – SX. Los resultados mostraron que los momentos actuantes no sobrepasan los límites del diagrama de interacción, lo que permite afirmar que el refuerzo dispuesto en estos elementos es adecuado para la demanda estructural prevista.

De manera similar, las placas en el eje Y fueron verificadas mediante sus respectivos diagramas de interacción nominal, obteniéndose también cumplimiento en el diseño. Se incluye tablas con curvas de interacción, propiedades geométricas de las placas y fuerzas internas asociadas, todas ellas necesarias para sustentar la verificación resistente del sistema de muros estructurales. En conjunto, estos resultados confirman que las placas cumplen una función esencial en la resistencia lateral del edificio y que su diseño es compatible con las solicitaciones sísmicas obtenidas del modelo estructural.

Tabla 34

Resumen de resultados del diseño de placas estructurales

Parámetro de verificación	**Resultado reportado**
Tipo de solicitación principal	Flexocompresión
Eje X	Cumple
Eje Y	Cumple
Combinación crítica reportada	1.25 (D + L) – SX
Verificación con diagrama de interacción	Cumple

Nota. Elaboración propia

Tabla 35

Curvas de interacción y fuerzas internas de las placas estructurales

Síntesis de las curvas de interacción

Dirección de placa	Curvas	Ángulos	P máx. (tonf)	P mín. (tonf)	Componentes del diagrama	Resultado
Eje X	1 a 6	0° a 75°	2363.0032	-280.4760	P–M2–M3	Cumple
Eje X	7 a 14	90° a 195°	2363.0032	-280.4760	P–M2–M3	Cumple
Eje X	15 a 22	210° a 315°	2363.0032	-280.4760	P–M2–M3	Cumple
Eje X	23 a 24	330° a 345°	2363.0032	-280.4760	P–M2–M3	Cumple
Eje Y	1 a 6	0° a 75°	3453.4305	-395.0520	P–M2–M3	Cumple
Eje Y	7 a 14	90° a 195°	3453.4305	-395.0520	P–M2–M3	Cumple
Eje Y	15 a 22	210° a 315°	3453.4305	-395.0520	P–M2–M3	Cumple
Eje Y	23 a 24	330° a 345°	3453.4305	-395.0520	P–M2–M3	Cumple

Fuerzas internas obtenidas en ETABS para la placa M11X

Story	Pier	Load	Loc	P (tonf)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	T (tonf·m)	M2 (tonf·m)	M3 (tonf·m)
T1P	M11X	Dead	Bottom	-49.8065	-2.7093	-0.1122	-0.0573	-0.1648	-3.8098
T1P	M11X	Live	Bottom	-9.2393	-1.2900	-0.0833	-0.0443	-0.1236	-1.7097
T1P	M11X	SISDIN X	Bottom	105.0742	77.6986	0.0689	0.0965	0.2084	305.5015
T1P	M11X	SISDIN Y	Bottom	95.6489	26.4754	0.3644	0.1297	1.4314	65.0401

Nota. Las curvas de interacción fueron generadas cada 15° entre 0° y 345°. El documento original presenta de forma explícita las fuerzas internas de la placa M11X; no se identificó una tabla equivalente de fuerzas internas para una placa del eje Y. La combinación crítica indicada en el documento para las placas del eje X fue 1.25(D + L) − SX.

Las placas o muros estructurales fueron diseñados considerando la acción simultánea de cargas axiales y momentos flectores en las dos direcciones principales. Debido a esta condición, la verificación resistente se realizó mediante diagramas de interacción tridimensional $P-M_2-M_3$, los cuales permiten comprobar si las combinaciones de carga obtenidas del análisis estructural se encuentran dentro de la superficie resistente del elemento.

Para elaborar los diagramas se consideraron las propiedades geométricas de cada placa, la resistencia del concreto, la resistencia del acero de refuerzo, el área de acero longitudinal y las fuerzas internas obtenidas mediante el modelo estructural en ETABS. Las curvas de

interacción fueron generadas con incrementos angulares de 15°, desde 0° hasta 345°, con la finalidad de evaluar las diferentes orientaciones que puede adoptar el momento resultante sobre la sección transversal.

4.3.4.1. Diseño de las placas orientadas en el eje X

Para la placa representativa orientada en el eje X se consideró un concreto con resistencia a la compresión de $f'c = 280$ kgf/cm^2, un acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia de $f_y = 4200$ kgf/cm^2, un área bruta de concreto de $A_g = 11250$ cm^2 y un área total de acero longitudinal de $A_{st} = 83.78$ cm^2.

Considerando un espesor de placa de 0.30 m, el área bruta adoptada corresponde a una longitud aproximada de 3.75 m. Con estas propiedades, la carga axial de referencia fue de 450.00 tonf, mientras que la resistencia axial reducida reportada fue de 1685.28 tonf. Estos valores fueron empleados para generar las curvas de interacción y verificar la capacidad resistente de la sección.

Figura 37

Parámetros geométricos y resistentes de la placa representativa orientada en el eje X

1. Ingresar datos necesarios para el cálculo de P tran y phi0.8*Po

f'c	280	kgf/cm2
Ag	11250	cm2
Ptran=0.1*f'c*Ag/0.7	450	tonf

fy	4200	kgf/cm2
Ast	83.78	cm2

ϕ0.8Po	1685.28	tonf

Nota. Elaboración propia

La Figura 37 presenta los principales parámetros utilizados para la construcción del diagrama de interacción de la placa orientada en el eje X. El área bruta de la sección y el área de acero longitudinal muestran que la verificación fue efectuada sobre un elemento tipo muro y no sobre una columna convencional. La cuantía longitudinal

resultante es aproximadamente:

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{83.78}{11250} = 0.00745 = 0.745\%$$

Este valor representa la proporción de acero longitudinal considerada para la evaluación por flexocompresión.

Las fuerzas internas de la placa M11X fueron obtenidas en la base del primer nivel. Para los casos de carga muerta, carga viva y acciones sísmicas dinámicas se determinaron valores de carga axial, cortantes, torsión y momentos flectores. En particular, el caso SISDIN X produjo una carga axial de 105.0742 tonf y un momento M_3 de 305.5015 tonf·m, mientras que el caso SISDIN Y generó una carga axial de 95.6489 tonf y un momento M_3 de 65.0401 tonf·m.

A partir de estas fuerzas se construyeron los diagramas de interacción correspondientes a los ejes locales 2-2 y 3-3. La combinación que produjo la mayor exigencia de momento en la placa orientada en el eje X fue:

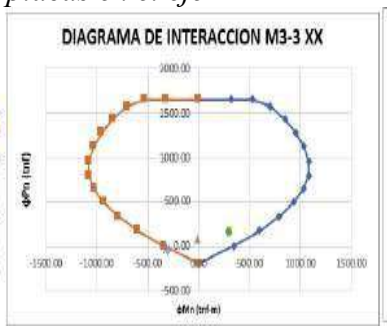
$$1.25(D + L) - SX$$

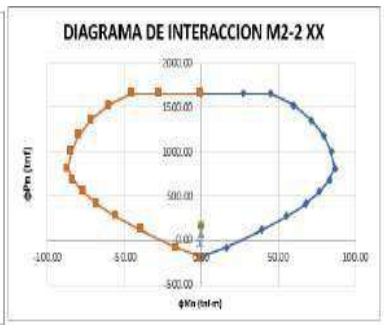
Esta combinación presentó un momento M_3 aproximado de -312.40 tonf·m. La ubicación de los puntos de demanda dentro de las curvas resistentes muestra que las solicitaciones no exceden la capacidad nominal de la sección.

Figura 38

Diagramas de interacción de las placas en el eje X

	Combinaciones Sismo X		
	Pu (tnf)	Mu 1-3 (tnf-m)	Mu 2-2 (tnf-m)
1.4D+1.7L	85.48591	-8.24021	-0.44084
1.25(D+L)+SX	178.88145	298.602125	-0.1521
1.25(D+L)-SX	-31.28695	-312.400875	-0.5689
0.9D+SX	149.90005	302.07268	0.06008
0.9D-SX	-60.24835	-308.93032	-0.35672





Nota. Elaboración propia

Como se observa en la Figura 38, los puntos correspondientes a las combinaciones de carga

se encuentran dentro de los límites definidos por los diagramas de interacción de diseño. En consecuencia, la sección y el refuerzo longitudinal considerados para la placa en el eje X presentan capacidad suficiente frente a las solicitaciones de carga axial y flexión biaxial evaluadas.

4.3.4.2. Diseño de las placas orientadas en el eje Y

Figura 39

Parámetros geométricos y resistentes de la placa representativa orientada en el eje Y

1. Ingresar datos necesarios para el cálculo de P tran y phi0.8*Po

f'c	280	kgf/cm2
Ag	16500	cm2
Ptran=0.1*f'c*Ag/0.7	660	tonf
fy	4200	kgf/cm2
Ast	83.78	cm2
ϕ0.8Po	2385.00	tonf

Nota. Elaboración propia

La cuantía longitudinal correspondiente a la placa orientada en el eje Y se determinó mediante:

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{83.78}{16\,500} = 0.00508 = 0.508\%$$

Con estos parámetros se generaron las curvas de interacción para las diferentes orientaciones del momento resultante. Las combinaciones de carga que incluyeron la acción sísmica en Y fueron incorporadas en los diagramas correspondientes a los ejes locales 2-2 y 3-3.

Entre los valores mostrados en la hoja de cálculo se identificaron momentos aproximados de 1200, 1500, −900, 1400 y −800 tonf·m, asociados a las diferentes combinaciones de carga consideradas. La ubicación de estos puntos fue comparada con las curvas resistentes de la sección.

Figura 40

Diagramas de interacción de la placa orientada en el eje Y ante la acción sísmica en Y

Combinaciones Sismo Y			
APROXIMAR MANUALMENTE			
	Pu (tnf)	Mu 1-3 (tnf-m)	Mu 2-2 (tnf-m)
1.4D+1.7L	181.54048	1200	0.51894
1.25(D+L)+SY	208.8295	1500	1.3256
1.25(D+L)-SY	18.3851	-900	0.1794
0.9D+SY	164.11916	1400	0.88648
0.9D-SY	-26.32484	-800	-0.25972

FA	303.083113
	5.521852213
	2.14670204
	3.299570478
	1.900859034





Nota. Elaboración propia

Los resultados representados en la Figura 40 muestran que los puntos de demanda permanecen dentro de las curvas de interacción correspondientes a la placa orientada en el eje Y. Por tanto, la sección considerada presenta capacidad suficiente para resistir las cargas axiales y los momentos flectores obtenidos del análisis estructural.

En conjunto, los diagramas de interacción de las placas orientadas en los ejes X e Y evidencian que las solicitaciones actuantes no superan la resistencia disponible de las secciones evaluadas. Este resultado respalda el cumplimiento del diseño por flexocompresión dentro de las combinaciones de carga consideradas.

4.3.5. Verificación por diseño por capacidad

La verificación por diseño por capacidad busca evitar que las placas estructurales desarrollen una falla frágil por corte antes de alcanzar su capacidad resistente a flexión. Para ello, la demanda de corte se determinó considerando los momentos nominales que podrían desarrollarse en la sección crítica del muro y no únicamente las fuerzas obtenidas directamente del análisis elástico.

Para la placa representativa se consideró una longitud de muro de:

$$L_m = 3.75\ m$$

Asimismo, la evaluación por capacidad se desarrolló para los dos primeros niveles de la edificación, cuya altura acumulada es de 7.50 m.

Las combinaciones empleadas en esta comprobación fueron:

$$1.25(D + L) + SX$$

$$1.25(D + L) - SX$$

$$0.9D + SX$$

$$0.9D - SX$$

A partir de las fuerzas cortantes actuantes y de los factores de amplificación derivados de la relación entre el momento nominal y el momento actuante, se calcularon las fuerzas cortantes por capacidad. Los valores obtenidos fueron aproximadamente 182.60 tonf, −119.13 tonf, 174.40 tonf y −90.79 tonf para las combinaciones analizadas. El signo negativo representa únicamente el sentido de actuación de la fuerza.

Figura 41

Verificación del diseño por capacidad en placas estructurales

CRITERIO 1

Lm	3.75	m	(longitud del muro)

CRITERIO 2

COMBO	Mu (3)	Vu (2)	0.25*Mu/Vu (m)
1.25(D+L)+SX	298.60	72.70	1.03
1.25(D+L)-SX	-312.40	-82.70	0.94
0.9D+SX	302.07	75.26	1.00
0.9D-SX	-308.93	-80.14	0.96

CRITERIO 3

Altura de 2 primeros pisos	7.5	m	(mayor)

Finalmente, el diseño por capacidad para V2 se realizará para los dos primeros pisos

CORTANTES DE CAPACIDAD Vcap

FA=Mn/Mua

COMBO	Vua (tonf)	FA	Vcap (tonf)	Cumple <Rx	Cumple<Ry
1.25(D+L)+SX	72.70	2.51170349	182.6008438	OK	OK
1.25(D+L)-SX	-82.70	1.44045691	-119.1257867	OK	OK
0.9D+SX	75.26	2.3173231	174.4017367	OK	OK
0.9D-SX	-80.14	1.13294156	-90.79393696	OK	OK

Rx	4.5	**Ry**	4.5

Nota. Elaboración propia

La Figura 41 muestra que las fuerzas cortantes por capacidad fueron evaluadas para las combinaciones sísmicas más representativas. En todos los casos, la hoja de cálculo reporta cumplimiento de los criterios considerados en las dos direcciones resistentes. En consecuencia, la capacidad al corte de la placa resulta compatible con las demandas amplificadas asociadas al desarrollo de los momentos resistentes.

Tabla 36
Síntesis de la verificación por diseño por capacidad en elementos estructurales

Elemento estructural	Verificación por capacidad
Columnas	Cumple
Placas estructurales	Cumple

Nota. Elaboración propia

Por tanto, la verificación realizada indica que las placas estructurales cumplen tanto con la evaluación por flexocompresión mediante diagramas de interacción como con el criterio de diseño por capacidad. Este resultado permite sostener que los muros estructurales cuentan con una resistencia adecuada frente a las solicitaciones axiales, flectoras y cortantes obtenidas para el proyecto.

4.4. Contrastación de Hipótesis

4.4.1. Procedimiento de contrastación

La contrastación de las hipótesis se realizó mediante una verificación técnico-normativa, debido a que la investigación corresponde a un estudio aplicado de diseño estructural y no a un estudio experimental orientado a establecer relaciones estadísticas entre variables. En consecuencia, no se utilizaron pruebas de significancia, coeficientes de correlación ni contrastes inferenciales.

Cada hipótesis fue evaluada a partir de los resultados obtenidos en tres componentes del estudio: la caracterización geotécnica del terreno, el análisis estructural y sísmico de la

edificación y el diseño de los principales elementos resistentes. La decisión sobre su cumplimiento se sustentó en la comparación entre los valores calculados, los límites normativos adoptados y las verificaciones desarrolladas en el modelo estructural.

4.4.2. Contrastación de la hipótesis específica 1

Hipótesis específica 1: La caracterización geotécnica del terreno permitirá determinar condiciones de cimentación adecuadas para el desarrollo seguro de la edificación propuesta.

El estudio de mecánica de suelos permitió identificar cuatro estratos con predominio de materiales granulares. Los tres primeros fueron clasificados como arena mal graduada, mientras que el cuarto estrato fue identificado como grava bien graduada con arena. Asimismo, las muestras presentaron baja humedad natural, ausencia de plasticidad y una reducida proporción de partículas finas.

Para el cálculo de la capacidad admisible se consideró el estrato más profundo, sobre el cual se proyectó el apoyo de la cimentación. Los parámetros empleados fueron un ángulo de fricción interna de 32.5°, cohesión igual a 0.00 t/m^3, densidad natural de 1.964 t/m^3, profundidad de cimentación de 1.50 m, ancho de cimentación de 1.50 m y factor de seguridad igual a 3. Como resultado, se obtuvo una capacidad admisible de:

$$q_{adm} = 4{,}73 kg/cm^2$$

Estos resultados permitieron definir las condiciones geotécnicas consideradas en el diseño y establecer un parámetro de resistencia del terreno para la cimentación. Por tanto, la hipótesis específica 1 se considera respaldada dentro del alcance del estudio.

No obstante, para demostrar de manera completa la suficiencia de la cimentación, se mostrará que la presión máxima transmitida por las zapatas o elementos de cimentación es menor o igual que la capacidad admisible:

$$q_{max} \leq q_{adm}$$

La ausencia de esta comparación no invalida la caracterización geotécnica, pero limita la afirmación de cumplimiento integral del diseño de cimentaciones.

4.4.3. Contrastación de la hipótesis específica 2

Hipótesis específica 2: La respuesta sísmica global de la estructura propuesta, evaluada mediante el análisis estático y dinámico modal espectral, presentará desplazamientos y derivas dentro de los límites admisibles establecidos por la normativa peruana vigente.

El análisis sísmico fue desarrollado considerando un factor de zona Z=0.45, factor de uso U=1.30, factor de suelo S=1.00, factor de amplificación C=2.50 y coeficiente de reducción R=6. El periodo fundamental obtenido mediante el modelo en ETABS fue de 0.152 s.

La estructura fue evaluada mediante análisis estático y análisis dinámico modal espectral. La cortante basal estática calculada mediante los parámetros de la Norma E.030 fue de 1222.3082 tonf en cada una de las direcciones principales. Este valor coincide con la suma de las fuerzas sísmicas distribuidas en altura, lo que demuestra la coherencia interna del cálculo estático. Asimismo, la revisión del modelo indicó que la edificación no presenta las irregularidades estructurales evaluadas en el estudio.

La verificación de las derivas de entrepiso mostró que los valores obtenidos no superan el límite de 0.007 adoptado para estructuras de concreto armado. En consecuencia, los resultados respaldan que la estructura mantiene deformaciones relativas dentro del límite considerado y presenta una configuración regular en planta y altura.

Por lo expuesto, la hipótesis específica 2 se considera cumplida, dado que el análisis sísmico evidenció una respuesta global compatible con los criterios de control de deformaciones asumidos en la investigación.

4.4.4. Contrastación de la hipótesis específica 3

Hipótesis específica 3: Los elementos estructurales de concreto armado diseñados para la edificación cumplirán con las exigencias de resistencia, rigidez y ductilidad requeridas para un adecuado desempeño sísmico.

Los resultados del diseño estructural muestran que la losa aligerada, las vigas, las columnas y las placas fueron verificadas frente a las solicitaciones obtenidas en el análisis global.

En la losa aligerada se obtuvo un momento último de 0.71 tnf·m. El área de acero requerida fue de 0.87 cm^2, mientras que el refuerzo adoptado de 1/2” proporciona un área de 1.29 cm^2. En la verificación por corte, la resistencia ΦVc=19.65 tnf fue mayor que el cortante máximo actuante de 13.00 tnf, por lo que no fue necesario disponer ensanches.

Para las vigas, el momento positivo máximo fue de 13.85 tnf·m. El área mínima requerida fue de 6.40 cm^2, adoptándose tres barras de 3/4”, equivalentes a 8.52 cm^2. El refuerzo transversal fue dispuesto mediante estribos de 3/8” con un espaciamiento de 30 cm, de acuerdo con la verificación desarrollada.

Las columnas fueron evaluadas por flexocompresión mediante diagramas de interacción. Se adoptaron doce barras longitudinales de 3/4”, y las combinaciones de carga se ubicaron dentro de la superficie resistente. Asimismo, las verificaciones por resistencia y por capacidad reportaron cumplimiento en las zonas analizadas.

Las placas estructurales también fueron verificadas mediante diagramas de interacción para las direcciones X e Y. Los momentos y cargas axiales actuantes se mantuvieron dentro de los límites resistentes, y la comprobación por diseño por capacidad fue reportada como satisfactoria.

En consecuencia, la hipótesis específica 3 se considera cumplida, porque los elementos

estructurales presentaron resistencias de diseño mayores que las demandas evaluadas y las verificaciones de flexión, corte, flexocompresión y capacidad resultaron satisfactorias

4.4.5. Contrastación de la hipótesis general

Hipótesis general: El diseño estructural sismorresistente propuesto para el Mercado Nuevo Amanecer, ubicado en Barranca, Lima, permitirá obtener un comportamiento estructural adecuado frente a solicitaciones sísmicas, cumpliendo con las exigencias de seguridad, estabilidad y servicio establecidas por la normativa peruana vigente.

La hipótesis general fue evaluada integrando los resultados de las tres hipótesis específicas. La caracterización del terreno permitió obtener una capacidad admisible de 4.73 kg/cm2; el análisis sísmico mostró ausencia de irregularidades estructurales y cumplimiento del límite de deriva de 0.007; y el diseño de losas, vigas, columnas y placas presentó resultados satisfactorios frente a las verificaciones resistentes desarrolladas.

De manera adicional, los muros estructurales absorbieron aproximadamente el 96 % del cortante lateral en la dirección X y el 98 % en la dirección Y, lo que confirma su participación predominante dentro del sistema resistente de la edificación.

Por tanto, la hipótesis general se considera respaldada dentro del alcance técnico de la investigación, dado que la propuesta estructural presenta condiciones favorables de resistencia, rigidez, regularidad y control de deformaciones frente a las solicitaciones evaluadas.

Tabla 37

Síntesis de la contrastación técnico-normativa de las hipótesis

Hipótesis	Evidencias principales	Criterio de verificación	Resultado
Hipótesis específica 1	Suelo granular, baja plasticidad, $\emptyset = 32.5°$, $C = 0.00\frac{t}{m^3}$ $q_{adm} = 4.73\ kg/cm^2$	Determinación de parámetros geotécnicos y capacidad admisible	Respaldada dentro del alcance del estudio

Hipótesis	Evidencias principales	Criterio de verificación	Resultado
Hipótesis específica 2	Periodo fundamental de 0.152 s, ausencia de irregularidades y derivas menores o iguales que 0.007	Cumplimiento del límite de deriva y regularidad estructural	Cumplida
Hipótesis específica 3	Losas y vigas verificadas por flexión y corte; columnas y placas verificadas por flexocompresión y capacidad	Resistencia de diseño mayor que la demanda actuante	Cumplida
Hipótesis general	Integración de resultados geotécnicos, sísmicos y de diseño estructural	Comportamiento global compatible con seguridad, estabilidad y servicio	Respaldada

Nota. Elaboración propia

La contrastación realizada evidencia que los resultados obtenidos guardan correspondencia con las hipótesis planteadas. La verificación no es de naturaleza estadística, sino técnico-normativa, ya que se basa en el cumplimiento de límites de deformación, resistencia de los elementos y parámetros geotécnicos.

CAPÍTULO V
DISCUSIÓN

5

5.1. Discusión de resultados

La presente investigación tuvo como propósito desarrollar el diseño estructural sismorresistente del Mercado Nuevo Amanecer, considerando las características del terreno, la respuesta sísmica global de la edificación y el diseño de sus principales elementos de concreto armado. Los resultados obtenidos permiten relacionar los aspectos geotécnicos, estructurales y normativos que intervienen en el comportamiento de una edificación comercial ubicada en una zona de alta actividad sísmica.

En relación con el primer objetivo específico, el estudio de mecánica de suelos permitió identificar cuatro estratos constituidos principalmente por materiales granulares. Los tres primeros fueron clasificados como arenas mal graduadas y el cuarto como grava bien graduada con arena. Los contenidos de humedad variaron entre 1.51 % y 5.16 %, con un promedio de 3.33 %, mientras que las muestras presentaron un comportamiento no plástico. Estos resultados son coherentes con la reducida presencia de partículas finas y con el carácter predominantemente granular del terreno.

El ensayo de corte directo permitió obtener un ángulo de fricción interna de 32.5º y una cohesión igual a cero, valores que representan el comportamiento friccionante del suelo analizado. A partir de estos parámetros, considerando una profundidad de cimentación de 1.50 m, un ancho de cimentación de 1.50 m y un factor de seguridad igual a 3, se obtuvo una capacidad admisible de::

$$q_{adm} = 4.73\ kg/cm^2.$$

Este resultado proporciona un parámetro técnico importante para el planteamiento de

la cimentación y confirma la utilidad del estudio geotécnico dentro del proceso de diseño estructural. La información obtenida permitió caracterizar el terreno y establecer las condiciones de apoyo consideradas para la propuesta del Mercado Nuevo Amanecer.

Los resultados guardan relación con lo señalado por Vantassel et al. (2022), quienes destacan que el conocimiento de las propiedades del terreno es fundamental para comprender la respuesta de una edificación frente a acciones sísmicas. Aunque el contexto y las técnicas utilizadas en ambos estudios son diferentes, existe coincidencia en reconocer que la caracterización del suelo constituye una etapa previa indispensable para seleccionar los parámetros del análisis estructural.

Asimismo, Kanellopoulos et al. (2024) señalan que las propiedades del terreno y las condiciones de apoyo influyen en la respuesta dinámica de las estructuras. Esta relación también se observa en la presente investigación, donde la información geotécnica fue integrada con los parámetros sísmicos utilizados en el modelamiento estructural. Por tanto, el primer objetivo específico fue alcanzado mediante la determinación de las características físicas y resistentes del suelo y de su capacidad admisible.

Respecto al segundo objetivo específico, la respuesta sísmica de la edificación fue evaluada mediante un modelo tridimensional desarrollado en ETABS. El análisis consideró un factor de zona Z = 0.45, un factor de uso U = 1.30, un factor de suelo S = 1.00, un factor de amplificación sísmica C = 2.50 y un coeficiente de reducción R = 6.00. El peso sísmico total de la estructura fue de:

$$P = 5014.59771 \text{ tonf}$$

Con estos valores se obtuvo una cortante basal estática de:

$$V_X = V_Y = 1222.3082 \text{ tonf}$$

La coincidencia entre la cortante basal calculada y la suma de las fuerzas distribuidas en los diferentes niveles evidencia la coherencia del procedimiento aplicado. La igualdad de

los valores en las direcciones X e Y se debe a que en ambas direcciones se utilizaron los mismos parámetros sísmicos y el mismo peso total de la edificación.

El periodo fundamental obtenido mediante ETABS fue de 0.152 s, mientras que el periodo aproximado calculado fue de 0.23 s. Estos valores reflejan una estructura con una importante rigidez lateral, asociada principalmente a la presencia de muros estructurales en las dos direcciones principales. Esta configuración permite controlar los desplazamientos y distribuir las fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes.

Los resultados de los cortes seccionales mostraron que los muros estructurales absorben el 96.45 % de la cortante en la dirección X y el 97.86 % en la dirección Y. En consecuencia, la edificación fue clasificada como un sistema de muros estructurales de concreto armado complementado por pórticos. Esta clasificación resulta coherente con el coeficiente de reducción R=6 utilizado en el análisis y con la función predominante que cumplen los muros en la resistencia lateral del edificio.

Las derivas obtenidas en ambas direcciones se mantuvieron por debajo del límite de 0.007 establecido por la Norma Técnica E.030 para estructuras de concreto armado. Este resultado demuestra que la configuración estructural adoptada proporciona una rigidez suficiente para controlar las deformaciones relativas entre pisos y reducir la posibilidad de daños en los elementos estructurales y no estructurales.

Los resultados coinciden con los criterios expuestos por Vasef et al. (2024), quienes señalan que la evaluación del comportamiento sísmico debe considerar conjuntamente los desplazamientos, las deformaciones y la respuesta de los elementos resistentes. En la presente investigación, el comportamiento global fue evaluado mediante la cortante basal, el periodo fundamental, la participación de los muros y las derivas de entrepiso, lo que permitió comprobar una respuesta estructural favorable.

Los informes del Instituto Geofísico del Perú y del SENCICO sobre los sismos registrados en la costa central también respaldan la importancia de analizar las edificaciones ubicadas en el departamento de Lima mediante procedimientos estáticos y dinámicos. La elevada actividad sísmica de esta zona justifica la aplicación de criterios normativos orientados a proteger la vida de los usuarios y garantizar un desempeño estructural adecuado.

En relación con el tercer objetivo específico, se diseñaron las losas, vigas, columnas y placas utilizando concreto con una resistencia de $f'c = 280\ kg/cm^2$ y acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de $fy = 4200\ kg/cm^2$.

Para la losa aligerada se adoptaron espesores de 25 cm y 20 cm, según el nivel analizado. En la verificación por flexión se obtuvo un momento último de 0.71 tonf·m, un área de acero requerida de 0.87 cm^2 y un refuerzo adoptado de una barra de 1/2", equivalente a 1.29 cm^2. Esto demuestra que el acero colocado supera el requerido por el cálculo.

En la verificación por corte se obtuvieron resistencias de diseño de 1.855 tonf por nervadura para la losa de 25 cm y de 1.440 tonf para la losa de 20 cm. Estos valores representan la capacidad resistente individual de las nervaduras y permiten establecer los parámetros necesarios para la comprobación frente a las solicitaciones de corte.

En el caso de las vigas, se obtuvo un momento flector positivo máximo de 13.85 tonf·m. El acero mínimo requerido fue de 6.40 cm^2, mientras que el refuerzo adoptado mediante tres barras de 3/4" proporcionó un área total de 8.52 cm^2. De esta manera, la cantidad de acero dispuesta resultó superior a la requerida por el diseño.

Las columnas fueron proyectadas con secciones de 50 cm × 50 cm y doce barras longitudinales de 3/4". La verificación mediante diagramas de interacción mostró que las combinaciones de carga se ubicaron dentro de las curvas resistentes. Asimismo, las verificaciones por resistencia y por capacidad reportaron resultados satisfactorios frente a las

demandas de corte evaluadas.

Las placas estructurales también fueron analizadas mediante diagramas de interacción $P - M_2 - M_3$. Los puntos correspondientes a las combinaciones de carga permanecieron dentro de las superficies resistentes, tanto para las placas orientadas en X como para las orientadas en Y. La evaluación por capacidad mostró además que estos elementos poseen una resistencia compatible con las solicitaciones axiales, flectoras y cortantes obtenidas del modelo.

Estos resultados se relacionan con Deger y Kaya (2022), quienes sostienen que el comportamiento de los muros estructurales depende de la resistencia de los materiales, la geometría, la carga axial y la distribución del refuerzo. De manera similar, Topaloglu et al. (2022) destacan que la capacidad de disipación de energía se encuentra vinculada con las características geométricas y mecánicas de los muros. En el Mercado Nuevo Amanecer, estas variables fueron consideradas mediante las propiedades de los materiales, las dimensiones de las placas, el área de acero y las verificaciones de flexocompresión y capacidad.

En conjunto, los resultados obtenidos permiten señalar que el diseño estructural desarrollado presenta coherencia entre las características del terreno, la respuesta sísmica global y la capacidad resistente de los elementos. La edificación mostró una configuración regular, una elevada participación de los muros estructurales, derivas menores que el límite normativo y elementos de concreto armado con capacidad suficiente frente a las solicitaciones analizadas. En consecuencia, la propuesta estructural desarrollada para el Mercado Nuevo Amanecer cumple con los objetivos establecidos y presenta condiciones adecuadas de resistencia, rigidez y desempeño sísmico dentro del alcance de la investigación

CAPÍTULO VI
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

1. Se desarrolló el diseño estructural sismorresistente del Mercado Nuevo Amanecer mediante la integración del estudio de mecánica de suelos, el predimensionamiento, el modelamiento tridimensional en ETABS, el análisis sísmico estático y dinámico modal espectral y el diseño de los principales elementos de concreto armado. Los resultados obtenidos muestran que la propuesta estructural presenta condiciones adecuadas de resistencia, rigidez y control de deformaciones frente a las solicitaciones consideradas en el estudio.

2. El estudio de mecánica de suelos permitió identificar cuatro estratos conformados principalmente por materiales granulares. Los tres primeros fueron clasificados como arenas mal graduadas y el cuarto como grava bien graduada con arena. Las muestras presentaron contenidos de humedad entre 1.51 % y 5.16 %, un comportamiento no plástico, un ángulo de fricción interna de 32.5º y cohesión igual a cero. Con estos parámetros se determinó una capacidad admisible de:

$$q_{adm} = 4.73\ kg/cm^2.$$

Este resultado permitió establecer las condiciones geotécnicas consideradas para el planteamiento de la cimentación de la edificación.

3. El análisis sísmico de la estructura se efectuó con un peso sísmico total de 5014.59771 tonf, obteniéndose una cortante basal estática de:

$$V_X = V_y = 1222.3082\ tonf$$

La suma de las fuerzas sísmicas distribuidas en altura coincide con este valor, lo que demuestra la coherencia del procedimiento de cálculo. Asimismo, el periodo fundamental

obtenido mediante ETABS fue de 0.152 s y las derivas de entrepiso en las direcciones X e Y se mantuvieron por debajo del límite de 0.007 establecido para estructuras de concreto armado.

4. Los muros estructurales absorbieron el 96.45 % de la cortante total en la dirección X y el 97.86 % en la dirección Y. Debido a que estos valores superan el 70 %, la edificación fue clasificada como un sistema de muros estructurales de concreto armado complementado por pórticos. Esta clasificación es coherente con el coeficiente de reducción sísmica R=6 adoptado en el análisis y explica la elevada rigidez lateral y el adecuado control de desplazamientos alcanzado por la estructura.

5. El diseño de los elementos estructurales se realizó utilizando concreto con una resistencia de f'c=280 kg/cm^2 y acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de f_y=4200 kg/cm^2. Para la losa aligerada se obtuvo un momento último de 0.71 tonf·m, un área de acero requerida de 0.87 cm^2 y un refuerzo adoptado de 1.29 cm^2. La resistencia de diseño al corte fue de 1.855 tonf por nervadura para la losa de 25 cm y de 1.440 tonf para la losa de 20 cm.

6. En las vigas se obtuvo un momento flector positivo máximo de 13.85 tonf·m. Frente a un área mínima requerida de 6.40 cm^2, se adoptaron tres barras de 3/4", que proporcionan un área total de 8.52 cm^2. Las columnas fueron diseñadas con secciones de 50 cm × 50 cm y doce barras longitudinales de 3/4", verificándose su comportamiento mediante diagramas de interacción y comprobaciones por resistencia y capacidad.

7. Las placas estructurales orientadas en los ejes X e Y fueron evaluadas mediante diagramas de interacción $P - M_2 - M_3$. Las combinaciones de carga se mantuvieron dentro de las superficies resistentes y la comprobación por diseño por capacidad mostró resultados

satisfactorios. Esto confirma que los muros estructurales poseen una capacidad compatible con las solicitaciones axiales, flectoras y cortantes obtenidas en el modelo.

8. En términos generales, los resultados permitieron respaldar la hipótesis de investigación, debido a que la caracterización geotécnica proporcionó los parámetros necesarios para el diseño, la respuesta sísmica se mantuvo dentro de los límites normativos considerados y los elementos estructurales presentaron capacidades resistentes adecuadas frente a las demandas evaluadas.

6.2. Recomendaciones:

1. Antes de la ejecución de la edificación, se recomienda complementar el estudio geotécnico con puntos adicionales de exploración distribuidos en el área del proyecto. Esto permitirá confirmar la continuidad de los estratos y disponer de una caracterización más amplia de las condiciones del terreno.
2. En el diseño definitivo de la cimentación se recomienda comprobar que las presiones máximas transmitidas al suelo sean menores que la capacidad admisible de 4.73 kg/cm^2. También deberán evaluarse los asentamientos totales y diferenciales para garantizar un comportamiento adecuado de la estructura y del terreno.
3. Se recomienda incorporar en la memoria final del análisis dinámico la tabla de periodos por modo, los porcentajes de masa modal participante, las cortantes dinámicas en las direcciones X e Y y los factores de escala empleados. Esta información permitirá mostrar de manera completa la trazabilidad del análisis modal espectral.
4. Para la losa aligerada se recomienda obtener la fuerza cortante amplificada correspondiente a cada nervadura crítica y evaluarla a una distancia d de la cara del apoyo. La comparación debe realizarse mediante:

5. En las vigas se recomienda diferenciar claramente el espaciamiento de los estribos en las zonas próximas a los apoyos y en la zona central del elemento. El detallado debe cumplir las disposiciones sísmicas de la Norma E.060 sobre confinamiento, longitud de las zonas críticas, anclaje y separación máxima del refuerzo transversal.

6. Para las columnas y placas estructurales se recomienda complementar los cálculos con planos detallados que indiquen el acero longitudinal, el refuerzo transversal, los espaciamientos, las longitudes de anclaje y traslape, las zonas de confinamiento y los elementos de borde que correspondan. La información de los planos debe mantener concordancia con las secciones y cuantías utilizadas en las hojas de cálculo.

7. Durante la construcción se recomienda verificar mediante ensayos de control de calidad que el concreto alcance la resistencia especificada de 280 kg/cm^2 y que el acero corresponda al esfuerzo de fluencia considerado en el diseño. También deberá controlarse la ubicación del refuerzo, los recubrimientos, las dimensiones de los elementos y la calidad del proceso de vaciado.

8. Cualquier modificación en la distribución arquitectónica, número de niveles, ubicación de muros, cargas de uso o dimensiones de los elementos deberá ser evaluada previamente mediante una actualización del modelo estructural. No se recomienda realizar cambios durante la ejecución sin la revisión y aprobación del ingeniero estructural responsable.

9. Finalmente, se recomienda que la ejecución del Mercado Nuevo Amanecer cuente con supervisión técnica permanente, con el propósito de asegurar que las especificaciones, los planos estructurales y las disposiciones del Reglamento Nacional de Edificaciones sean aplicados correctamente durante todas las etapas del proceso constructivo.

REFERENCIAS

Chopra, A. K. (2017). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering* (5th ed.). Pearson.

Deger, Z. T., & Kaya, G. T. (2022a). A novel GPR-based prediction model for cyclic backbone curves of reinforced concrete shear walls. *Engineering Structures, 255*, 113874. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.113874

Deger, Z. T., & Kaya, G. T. (2022b). Glass-box model representation of seismic failure mode prediction for conventional reinforced concrete shear walls. *Neural Computing and Applications, 34*, 13029–13041. https://doi.org/10.1007/s00521-022-07159-8

Instituto Geofísico del Perú. (2021). *Informe técnico N.° 0013-2021: El sismo de Mala del 22 de junio de 2021 (M6.0) y niveles de sacudimiento del suelo*. Sistema de Información para la Gestión del Riesgo de Desastres. https://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/documento/11341

Kanellopoulos, C., Rangelow, P., Jeremić, B., Anastasopoulos, I., & Stojadinović, B. (2024). Dynamic structure–soil–structure interaction for nuclear power plants. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 181*, 108631. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2024.108631

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Norma Técnica E.020: Cargas*. Reglamento Nacional de Edificaciones. https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/2366640/50%20E.020%20CARGAS.pdf?v=1677250657

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Norma Técnica E.060: Concreto armado*. Reglamento Nacional de Edificaciones.

https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/2366660/55%20E.060%20CONCRETO%20ARMADO%20DS%20N%C2%B0%20010-2009.pdf?v=1677250657

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma Técnica E.050: Suelos y cimentaciones*. Reglamento Nacional de Edificaciones. https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/2366655/54%20E.050%20SUELOS%20Y%20CIMENTACIONES%20RM%20N%C2%B0%20406-2018-VIVIENDA.pdf?v=1677250657

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2019). *Norma Técnica E.030: Diseño sismorresistente*. Reglamento Nacional de Edificaciones. https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/2366641/51%20E.030%20DISE%C3%91O%20SISMORRESISTENTE%20RM-043-2019-VIVIENDA.pdf?v=1677250657

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2021). *Norma Técnica A.070: Comercio*. Reglamento Nacional de Edificaciones. https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/2366602/41%20A.070%20COMERCIO%20-%20RM%20N%C2%B0061-2021-VIVIENDA.pdf?v=1636059406

Morales Morales, R. (2006). *Diseño en concreto armado*. Instituto de la Construcción y Gerencia.

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. (2021, 22 de junio). *Informe de sismo en Cañete del 22 de junio de 2021*. Plataforma Digital Única del Estado Peruano. https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/1978923-informe-de-sismo-en-canete-del-22-de-junio-de-2021

Topaloglu, B., Kaya, G. T., Sutcu, F., & Deger, Z. T. (2022). Machine learning-based assessment of energy behavior of RC shear walls. *Structures*. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.08.114

Vantassel, J. P., Cox, B. R., Wotherspoon, L., & Stolte, A. (2022). *Mapping depth to bedrock, shear stiffness, and fundamental site period at CentrePort, Wellington using surface wave methods: Implications for local seismic site amplification* [Preprint]. arXiv. https://doi.org/10.48550/arXiv.2207.09699

Vasef, M., Marefat, M. S., Shid-Moosavi, S., & Sun, P. (2024). *Monitoring the seismic behavior of a scaled RC frame with intermediate ductility in a shaking table test* [Preprint]. arXiv. https://doi.org/10.48550/arXiv.2403.01587

ANEXOS













.


SALIDA






21.8
ESC
OK


U.S.A. STANDARD TESTING SIEVE







Operacionalización de la variable

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores
Diseño estructural sismorresistente	Proceso técnico mediante el cual se configura, modela, analiza y diseña una edificación para que responda adecuadamente ante acciones sísmicas, preservando condiciones de seguridad, estabilidad y servicio.	En la presente investigación, el diseño estructural sismorresistente se evalúa mediante el estudio geotécnico del terreno, la configuración del sistema estructural, el análisis sísmico global y el diseño de los principales elementos estructurales de concreto armado del Mercado Nuevo Amanecer.	Caracterización geotécnica	Contenido de humedad, análisis granulométrico, límites de consistencia, clasificación del suelo, capacidad admisible, tipo de suelo para análisis sísmico
	Proceso técnico mediante el cual se configura, modela, analiza y diseña una edificación para que responda adecuadamente ante acciones sísmicas, preservando condiciones de seguridad, estabilidad y servicio.	En la presente investigación, el diseño estructural sismorresistente se evalúa mediante el estudio geotécnico del terreno, la configuración del sistema estructural, el análisis sísmico global y el diseño de los principales elementos estructurales de concreto armado del Mercado Nuevo Amanecer.	Configuración estructural	Sistema estructural adoptado, predimensionamiento de los elementos, materiales estructurales, metrado de cargas, modelamiento estructural
	Proceso técnico mediante el cual se configura, modela, analiza y diseña una edificación para que responda adecuadamente ante acciones sísmicas, preservando condiciones de seguridad, estabilidad y servicio.	En la presente investigación, el diseño estructural sismorresistente se evalúa mediante el estudio geotécnico del terreno, la configuración del sistema estructural, el análisis sísmico global y el diseño de los principales elementos estructurales de concreto armado del Mercado Nuevo Amanecer.	Respuesta sísmica global	Periodo fundamental, cortante basal, distribución de fuerzas, irregularidad estructural, desplazamientos, derivas de entrepiso
	Proceso técnico mediante el cual se configura, modela, analiza y diseña una edificación para que responda adecuadamente ante acciones sísmicas, preservando condiciones de seguridad, estabilidad y servicio.	En la presente investigación, el diseño estructural sismorresistente se evalúa mediante el estudio geotécnico del terreno, la configuración del sistema estructural, el análisis sísmico global y el diseño de los principales elementos estructurales de concreto armado del Mercado Nuevo Amanecer.	Diseño de elementos estructurales	Verificación de losas por flexión y corte, diseño de vigas, diseño de columnas por flexocompresión, diseño de placas, diseño por capacidad