



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**INCIDENCIA TÉCNICA - ECONÓMICA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL
PROYECTO “EDIFICIO AMY’S HOUSE” DE LA CIUDAD DE SANGOLQUÍ
COMO CONSECUENCIA DE LA VARIACIÓN DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE
RESISTENCIA SÍSMICA “R” CON SISTEMAS ESTRUCTURALES DÚCTILES**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
Título de Ingenieros Civil

AUTORES: Andres Xavier Cedeño Villarreal
Erick Steven Pachacama Chaguamate

TUTOR: Marlon Manolo Arévalo Navarrete

Quito - Ecuador
2024

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Andrés Xavier Cedeño Villarreal con documento de identificación N° 0804498582 y Erick Steven Pachacama Chaguamate con documento de identificación N° 1752118784; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 21 de octubre del 2024

Atentamente,



Andrés Xavier Cedeño Villarreal
0804498582



Erick Steven Pachacama Chaguamate
1752118784

CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Nosotros, Andrés Xavier Cedeño Villarreal con documento de identificación N° 0804498582 y Erick Steven Pachacama Chaguamate con documento de identificación N° 1752118784; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto Técnico: “Incidencia técnica - económica en el diseño estructural del proyecto “edificio Amy’s House” de la ciudad de Sangolquí como consecuencia de la variación del factor de reducción de resistencia sísmica “R” con sistemas estructurales dúctiles”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 21 de octubre del 2024

Atentamente,

Andrés Xavier Cedeño Villarreal

0804498582

Erick Steven Pachacama Chaguamate

1752118784

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Marlon Manolo Arévalo Navarrete con documento de identificación N° 1706746029, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: INCIDENCIA TÉCNICA - ECONÓMICA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PROYECTO “EDIFICIO AMY’S HOUSE” DE LA CIUDAD DE SANGOLQUÍ COMO CONSECUENCIA DE LA VARIACIÓN DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA “R” CON SISTEMAS ESTRUCTURALES DÚCTILES, realizado por Andrés Xavier Cedeño Villarreal con documento de identificación N° 084498582 y Erick Steven Pachacama Chaguamate con documento de identificación N° 1752118784, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 21 de octubre del 2024

Atentamente,



Ing. Marlon Manolo Arévalo Navarrete, Msc

1706746029

DEDICATORIA

El presente trabajo se lo dedico de manera especial a mi madre Luz por ser mi mayor fuente de amor y apoyo. Tu fortaleza, dedicación y sacrificio han sido el pilar sobre el cual he construido este logro tu ejemplo de perseverancia han sido mi guía y mi inspiración. Este triunfo es tanto tuyo como mío, pues sin tu presencia y apoyo, no habría sido posible.

A mi abuela Flor y a mi tía Maryorie, quienes con su apoyo incondicional y sus palabras de aliento siempre me guiaron en los momentos difíciles.

A mi enamorada Laura por cada sonrisa compartida, cada palabra de aliento y cada momento de felicidad que hemos vivido juntos. Gracias por creer en mí incluso cuando yo dudaba.

A Víctor Hugo quien considero como un padre y mentor.

A mis amigos por su compañía, risas y apoyo en cada paso del camino. Gracias por hacer de este viaje uno memorable.

Y a la memoria de mi abuelo Felipe, de mi tía Nancy, de mi tío Patricio y de todos los demás que no están y que fueron parte fundamental en mi crecimiento.

Andrés X Cedeño V.

DEDICATORIA

Este trabajo dedico a todas las personas que de una u otra manera fueron un impulso para hacer realidad este objetivo, en especial a mi familia mis padres Sandra e Iván, a mis abuelos Mariana y José, a mis hermanas Mikaela y Ariana, y a mi novia Carla. Ellos han sido mi mayor fuente de motivación para hacer realidad este sueño, siempre me dieron su apoyo y fuerzas de manera constante lo que fue fundamental para que pueda seguir adelante, además son un pilar esencial para continuar y cumplir cada una de mis metas.

Erick S Pachacama Ch.

AGRADECIMIENTO

A Dios, por guiarme y permitirme concluir una etapa más en mi vida, acompañándome en todo proceso de mi carrera y vida profesional.

Quiero agradecer a mi familia, en especial a mi madre, Luz Villarreal por su motivación y apoyo emocional todos estos años.

Adicionalmente a mi tutor, el Ing. Marlon Arévalo por su orientación y su apoyo durante todo el proceso de investigación. Sus comentarios y sugerencias han sido fundamentales para el desarrollo de esta tesis.

Y finalmente, agradezco a mis compañeros por cada risa, consejos y momentos compartidos juntos a lo largo de toda la carrera, hicieron que este proceso sea inolvidable y significativo.

Andrés X Cedeño V.

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, doy gracias a Dios, por darme la sabiduría, salud y la fortaleza en momentos difíciles que pude haber pasado durante mi vida académica y personal.

A mis padres Sandra e Iván, a mis abuelos Mariana y José, a mis hermanas Mikaela y Ariana, y a mi novia Carla. Les doy las gracias por estar aquí para poder celebrar mis éxitos y brindarme su apoyo incondicional, les agradezco porque son las personas que más confiaron en mí durante todo este proceso, así mismo supieron darme su apoyo, su compañía y sus palabras de aliento para poder seguir avanzando y sacando adelante este sueño, les doy las gracias por hacer de este un proceso o un camino mucho más alegre y llevadero, solo me resta pedirle a Dios muchos más años de vida para poder seguir aquí y permitirme devolver todo lo que ustedes hicieron por mí.

Además, quiero dar gracias a nuestro tutor, Ingeniero Marlon Arévalo y la Universidad Politécnica Salesiana, por la educación recibida que ha sido muy importante para mi formación tanto profesional como personal, Agradezco a todos los docentes por sus conocimientos, sabiduría y experiencia que supieron impartir en las aulas de clases.

Quiero extender mis agradecimientos a mis compañeros que estuvieron conmigo, gracias por su compañía, colaboración y solidaridad y gracias por los momentos compartidos.

Erick S Pachacama Ch.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO I	1
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES	1
1.1 Introducción	1
1.2 Problema de Estudio.....	2
1.1.1 Antecedentes.....	2
1.2.1 Importancia y Alcance.....	3
1.2.2 Delimitación	4
1.3 Justificación.....	5
1.4 Grupo Objetivo.....	5
1.5 Objetivos	6
1.5.1 Objetivo general	6
1.5.2Objetivos específicos.....	6
CAPÍTULO II	7
MARCO TEÓRICO	7
2.1Factor de reducción de resistencia sísmica R.....	7
2.1.1Grupos estructurales de acuerdo con R (NEC-SE-DS, 2015).....	9
2.2 Ductilidad y factores de reducción resistencia sísmica R (NEC-SE-DS, 2015)	9
2.2.1 Factor de sobre resistencia $R\Omega$	10
2.3 Requisitos de análisis de la NEC-SE-DS, 2015	10
2.3.1 Zona sísmica y factor de zona Z.....	11
2.3.2 Tipos de perfiles de suelo	12
2.3.3 Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s	14
2.3.4 Factor de importancia.....	15
2.4 Espectro de diseño.....	16
2.5 Cortante basal	17
2.6 Configuración estructural	18
2.6.1 Coeficientes de irregularidad en planta y en elevación E.....	19
2.7 Losa	21
2.7.1 Tipos de losas	21
2.8 Columnas.....	23
2.8.1 Fuerzas en las columnas	24
2.9 Hormigón Armado	24
2.10 Acero Refuerzo.....	24
2.11 Vigas.....	25
2.11.1 Definición.....	25
2.11.2 Diseño de la viga	25

2.11.3 Tipos de vigas.....	25
2.12 Diafragma de piso rígido.....	27
2.13 Cargas sísmicas.....	29
2.14 Periodo fundamental de vibración (T).....	30
2.14.1 Primer método.....	30
2.14.2 Segundo método.....	31
2.15 Distribución de fuerzas laterales.....	31
CAPÍTULO III.....	33
METODOLOGÍA.....	33
3.1 Tipo de investigación.....	33
3.2 Método.....	33
3.3 Proceso técnico de Ingeniería Civil.....	34
3.3.1 Estudio y análisis del código ACI 318-19.....	34
3.3.2 Prediseño de los elementos estructurales.....	34
3.3.3 Determinación de las cargas de diseño.....	34
CAPÍTULO IV.....	35
ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	35
4.1 Descripción de la edificación.....	35
4.2 Diseño y análisis estructural.....	35
4.3 Determinación de cargas para diseño.....	36
4.4 Combinaciones de carga.....	37
4.5 Pórticos especiales sismorresistentes de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón.....	38
4.5.1 Propiedades mecánicas de los elementos estructurales.....	38
4.5.2 Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales de Hormigón Armado.....	39
4.5.3 Determinación de parámetros sísmicos.....	39
4.5.4 Determinación de espectro de diseño para análisis dinámico.....	41
4.5.5 Modelación de la estructura.....	43
4.5.6 Peso de la estructura.....	44
4.5.7 Participación de masas.....	44
4.5.8 Coeficiente Irregularidad en Planta.....	48
4.5.9 Control de derivas de piso.....	49
4.5.10 Índice de estabilidad Q_i	53
4.6 Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda y con muros estructurales de hormigón armado.....	54
4.6.1 Propiedades mecánicas de los elementos estructurales.....	54
4.6.2 Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales de Hormigón Armado.....	55

4.6.3 Determinación de parámetros sísmicos	55
4.6.4 Determinación de espectro de diseño para análisis dinámico	56
4.6.5 Modelación de la estructura.....	58
4.6.6 Peso de la estructura	60
4.6.7 Participación de masas	61
4.6.8 Coeficiente Irregularidad en Planta	64
4.6.9 Control de derivas de piso	65
4.6.10 Índice de estabilidad Qi	69
4.7 Volúmenes de obra	70
4.8 Elaboración de precios unitarios	72
4.9 Presupuesto de las estructuras	83
CAPÍTULO V	84
ANÁLISIS COMPARATIVO	84
5.1 Análisis comparativo por la incidencia del factor R	84
5.2 Discusión de resultados	85
CONCLUSIONES	86
RECOMENDACIONES	88
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	89
GLOSARIO DE TÉRMINOS	92

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.....	9
Tabla 2. Valores de factor Z en función de la zona sísmica.....	12
Tabla 3. Clasificación de los tipos de perfiles de suelo.....	13
Tabla 4. Factor Fa.....	14
Tabla 5. Factor Fd	14
Tabla 6. Factor Fs	15
Tabla 7. Coeficientes de factor de importancia según el uso	15
Tabla 8. Coeficiente Ct y α	30
Tabla 9. Características del edificio	35
Tabla 10. Cargas no sísmicas aplicadas al modelo matemático.....	37
Tabla 11. Propiedades mecánicas del hormigón armado	38
Tabla 12. Propiedades mecánicas del acero estructural	38
Tabla 13. Dimensiones de elementos estructurales.....	39
Tabla 14. Parámetros para los efectos sísmicos	39
Tabla 15. Coeficientes de perfil de suelo	40
Tabla 16. Factores de irregularidad del edificio.....	40
Tabla 17. Factores del espectro de diseño	40
Tabla 18. Determinación del periodo natural de vibración de la estructura.....	40
Tabla 19. Valores de espectro elástico y espectro inelástico	41
Tabla 20. Periodo fundamental de vibración.....	46
Tabla 21. Participación de masas en "x"	47
Tabla 22. Participación de masas en "y"	47
Tabla 23. Coeficiente de irregularidad en planta y porcentaje de torsión.....	48
Tabla 24. Derivas de piso estático en sentido "x"	49
Tabla 25. Derivas de piso estáticas en sentido "y"	50
Tabla 26. Derivas de piso dinámico en sentido "x".....	51
Tabla 27. Derivas de piso dinámicas en sentido "y"	52
Tabla 28. Índice de estabilidad Q26.....	53
Tabla 29. Propiedades mecánicas del hormigón armado	54
Tabla 30. Propiedades mecánicas del acero estructural	54
Tabla 31. Dimensiones de elementos estructurales.....	55
Tabla 32. Parámetros para los efectos sísmicos	55
Tabla 33. Coeficientes de perfil de suelo	56
Tabla 34. Factores de irregularidad del edificio.....	56
Tabla 35. Factores del espectro de diseño	56
Tabla 36. Determinación del periodo natural de vibración de la estructura.....	56
Tabla 37. Valores de espectro elástico y espectro inelástico	56
Tabla 38. Periodo fundamental de vibración.....	62
Tabla 39. Participación de masas en "x"	63
Tabla 40. Participación de masas en "y"	63
Tabla 41. Coeficiente de irregularidad en planta y porcentaje de torsión.....	64
Tabla 42. Derivas de piso estáticas en sentido "x".....	65
Tabla 43. Derivas de piso estáticas en sentido "y"	66
Tabla 44. Derivas de piso dinámicas en sentido "x".....	67
Tabla 45. Derivas de piso dinámicas en sentido "y".....	68
Tabla 46. Índice de estabilidad Q26.....	69
Tabla 47. Volúmenes de obra para sistema estructural dúctil con vigas descolgadas	70
Tabla 48. Volúmenes de obra para sistema estructural dúctil con vigas banda	71

Tabla 49. Replanteo estructural.....	72
Tabla 50. Fabricación de tableros.....	73
Tabla 51. Acero de refuerzo	74
Tabla 52. Armado de acero de refuerzo	75
Tabla 53. Encofrado y desencofrado en columnas.....	76
Tabla 54. Encofrado y desencofrado en diafragmas	77
Tabla 55. Hormigón en columnas y diafragmas.....	78
Tabla 56. Encofrados y desencofrados en vigas.....	79
Tabla 57. Encofrado y desencofrado en losa.....	80
Tabla 58. Cortado de aliviamiento	81
Tabla 59. Hormigón el losas y vigas	82
Tabla 60. Comparación de presupuestos	83

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación del proyecto	4
Figura 2. Zonas sísmicas en el Ecuador y valor de factor Z	11
Figura 3. Espectro elástico de diseño	16
Figura 4. Configuraciones estructurales.....	18
Figura 5. Configuraciones estructurales.....	19
Figura 6. Coefficientes de irregularidad en planta, ϕ_{Pi}	20
Figura 7. Coefficientes de irregularidad en Elevación, ϕ_{Ei}	21
Figura 8. Losa nervada	22
Figura 9. Tipos de vigas	26
Figura 10. Tipos de vigas	27
Figura 11. Diafragma rígido.....	28
Figura 12. Espectro de diseño ETABS	42
Figura 13. Modelado en 3D	43
Figura 14. Peso total de la estructura, cortantes basales estáticos y dinámicos en sentido x e y.	44
Figura 15. Periodo de la estructura	44
Figura 16. Corrección de aceleración en sentido x	45
Figura 17. Corrección de aceleración en sentido y	45
Figura 18. Periodo de la estructura corregido	46
Figura 19. Deriva estática máxima en sentido "x".....	49
Figura 20. Deriva estática máxima en sentido "y".....	50
Figura 21. Deriva dinámica máxima en sentido "x"	51
Figura 22. Deriva dinámica máxima en sentido "y"	52
Figura 23. Espectro de diseño (ETABS).....	58
Figura 24. Modelado en 3D	59
Figura 25. Peso total de la estructura, cortantes basales estáticos y dinámicos en sentido x e y.	60
Figura 26. Corrección de aceleración en sentido x	61
Figura 27. Corrección de aceleración en sentido y	61
Figura 28. Periodo de la estructura	62
Figura 29. Deriva estática máxima en sentido "x"	65
Figura 30. Deriva estática máxima en sentido "y".....	66
Figura 31. Deriva dinámica máxima en sentido "x".....	67
Figura 32. Deriva dinámica máxima en sentido "y".....	68

RESUMEN

A través de este estudio se propone investigar los cambios que se ocasionarán en una edificación a causa de la variación del factor de reducción de resistencia sísmica R mediante el análisis de dos tipos de sistemas estructurales dúctiles.

La razón de alcanzar los objetivos del proyecto es para verificar de qué manera las variaciones del factor “ R ” afectan a la respuesta dinámica de la estructura cuando se presentan cargas sísmicas para de esta manera identificar de mejor forma el ámbito técnico y económico cuando se aplique el factor “ R ”, y para darle recomendaciones a los lectores para que en sus futuros diseños todas estas aplicaciones sean más sencillas y eficaces.

La aplicación de esta se hará mediante un diseño estructural de hormigón armado, conformado por cinco plantas, destinado para viviendas, una terraza no accesible y la planta baja para locales comerciales, basándonos en normas y en códigos para su correcto análisis, en el cual se variará el factor “ R ” dependiendo de que sistema estructural dúctil sea, para ello, se deberá determinar volúmenes y precios unitarios al implementar el factor para su comparación de resultados.

Para terminar, se realizará la comparación de los resultados obtenidos con la aplicación de esta metodología, y determinar de qué manera afecta a la respuesta dinámica del edificio, evaluando el presupuesto total para comprobar su nivel de afectación debido a todos los factores que fueron implementados según la estructura que se analizó y demostrar que tipo de aplicación es más viable económicamente y más segura frente a eventos sísmico.

Palabras clave: Columnas, normativas, factor de reducción sísmico “ R ”, diseño sismo resistente, cargas sísmicas.

ABSTRACT

Through this study, it is proposed to investigate the changes that will be caused in a building due to the variation of the seismic resistance reduction factor R through the analysis of two types of ductile structural systems.

The reason for achieving the project objectives is to verify how the variations of the “ R ” factor affect the dynamic response of the structure when seismic loads occur in order to better identify the technical and economic scope when applied. the “ R ” factor, and to give recommendations to readers so that in their future designs all these applications are simpler and more effective.

The application of this will be done through a structural design of reinforced concrete, made up of five floors, intended for homes, a non-accessible terrace and the ground floor for commercial premises, based on standards and codes for their correct analysis, in which The “ R ” factor will vary depending on what ductile structural system it is; for this, unit volumes and prices must be determined when implementing the factor for comparison of results.

Finally, the comparison of the results obtained with the application of this methodology will be carried out and determine how it affects the dynamic response of the building, evaluating the total budget to verify its level of impact due to all the factors that were implemented according to the structure that was analyzed and demonstrate what type of application is more economically viable and safer against seismic events.

Keywords: columns, regulations, seismic reduction factor “ R ”, earthquake resistant design, seismic loads.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1 Introducción

La estimación de la incidencia técnica y económica en el diseño estructural de edificaciones frente a la variación del factor de reducción de resistencia sísmica "R" de la normativa vigente NEC-15 repercute en la implementación de sistemas estructurales dúctiles debido al tipo de estructura para analizar y su papel primordial en la mitigación de los efectos sísmicos.

En el presente estudio se propone investigar cómo las variaciones en el factor de reducción de resistencia sísmica "R" afecta a la respuesta dinámica del edificio frente a cargas sísmicas y los criterios de diseño estructural requeridos para garantizar la integridad del proyecto. Además, se evaluará el presupuesto total ya que se verá afectado debido a factores implementados dependiendo del tipo de estructura a analizar y la viabilidad económica en la implementación en sistemas estructurales más seguros que fortalecerá el conocimiento técnico para la planificación del proyecto frente a eventos sísmicos.

Las principales causas de los daños en las estructuras que son ocasionadas por los sismos son los desplazamientos laterales en varias direcciones con aceleraciones variables a lo largo del movimiento telúrico, esto ocasiona que se produzcan fisuras, daños en materiales no estructurales, daños en el contenido del edificio (equipos, máquinas y personas) y daños estructurales que debilitan la edificación.

El análisis de estos aspectos permitirá no solo comprender mejor los desafíos técnicos y económicos asociados con la variabilidad del factor "R", sino también proporcionar recomendaciones para optimizar el diseño estructural en futuros proyectos similares promoviendo así el avance en la ingeniería estructural frente a amenazas naturales.

1.2 Problema de Estudio

1.1.1 Antecedentes

A principios del siglo XX reiterados terremotos de gran magnitud empezaron a causar estragos en ciudades de todo el mundo, por consiguiente, se dio a conocer la filosofía del diseño sísmico, posteriormente, se observó que las estructuras que fueron creadas para resistir fuerzas laterales por acción del viento tuvieron un mejor comportamiento bajo las demandas sísmicas que aquellas sin un diseño lateral. Una vez que se comprendió de mejor manera la dinámica de construcción se empezó a implementar fuerzas laterales de diseño dependientes del período de la estructura. Con el pasar del tiempo se llegó a la conclusión que muchos edificios debieron haber colapsado dado que se habían desarrollado fuerzas de inercia superiores a las fuerzas laterales durante terremotos pasados, esto dio lugar a descubrir el concepto de ductilidad, por consiguiente, se comenzaron a implementar relaciones entre factores de ductilidad y de reducción de fuerzas utilizando aproximaciones de energía para estructuras de periodos cortos. Esto dio raíz al principio del “Diseño sísmico basado en fuerzas” (Jinal Doshi, 2020).

Ecuador está ubicado en el cinturón del fuego del Pacífico donde se presencia una alta actividad sísmica que se origina por la subducción de la placa Nazca con la Sudamericana produciendo un elevado riesgo sísmico en la zona. Se puede verificar este riesgo mediante datos obtenidos de los sismos que han ocurrido a lo largo de 100 años en el país. (Campodónico Villanueva, 2018).

El último de mayor magnitud del cual se tiene registro para ser analizado fue el del 2016, con epicentro en Pedernales (Manabí), con una intensidad de 7.8 en la escala de Richter, donde se pudo evidenciar las construcciones informales y la falta de conocimiento de construcción de estructuras sismo resistentes en Ecuador, presentando irregularidades en planta y en elevación, sin analizar correctamente estos casos. Ocasionando la muerte de personas, lesiones y pérdidas de hogares, lo cual fue una grave consecuencia.

1.2.1 Importancia y Alcance

El estudio de la variación del factor de reducción de resistencia sísmica “R” beneficiará a la industria de la construcción, ingenieros, arquitectos, siempre y cuando las personas encargadas de aplicar este factor tomen en cuenta los requisitos establecidos por la norma NEC-SE-DS, 2015, tabla 15, por ejemplo, utilizamos un factor de $R=8$ cuando la estructura cumple pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales), sin embargo, también podemos usar un $R=7$ cuando tenemos pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras y un $R=5$ cuando hablamos de otros sistemas estructurales para edificaciones como son Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado como se muestra en la **Tabla 1**.

En el presente proyecto se desarrollará un diseño orientado a la realidad de nuestro país, en donde se presentan comparaciones de diferentes sistemas estructuras, ya que no se ha realizado un detallado análisis de incidencia del factor de sobre resistencia orientado a lo que pasa en un diseño convencional.

Teniendo en cuenta que, si se emplean valores de R bajos, las fuerzas sísmicas obtenidas serán mucho más altas y esto conllevará a un incremento de refuerzo lo que producirá un alto incremento de costo.

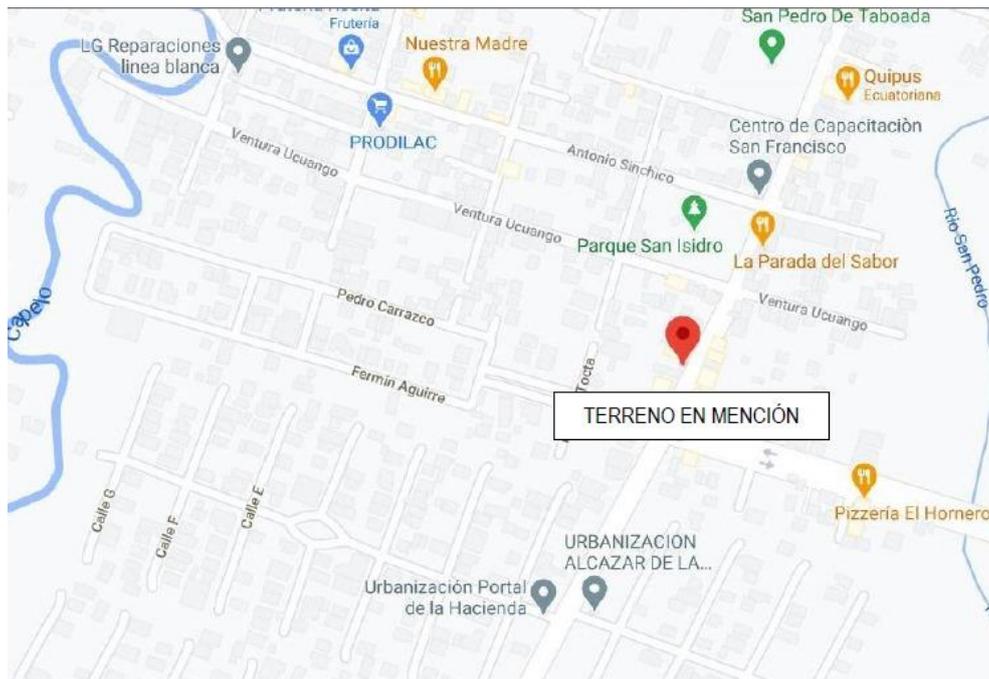
Por consecuente una buena implementación del factor de reducción de resistencia sísmica R nos ayudará a mejorar la seguridad de las construcciones, sin implicar un sobredimensionamiento para así mantener un bajo costo de construcción lo que ayudará a salvar vidas y reducir el impacto técnico y económico.

1.2.2 Delimitación

El proyecto denominado: “*EDIFICIO AMY’S HOUSE*” se localizará en la Av. Mariana De Jesús, Lote#35 de la Parroquia San Pedro de Taboada del Cantón Rumiñahui en la provincia de Pichincha como se muestra en la siguiente figura:

Figura 1

Ubicación del proyecto



Nota: La viñeta señala la ubicación exacta del terreno. Elaborado por: Los Autores, a través de Google Maps.

1.3 Justificación

El estudio técnico-económico del factor de reducción de resistencia sísmica “R” propone soluciones que mejoren la capacidad de recuperación de las comunidades de la ciudad de Sangolquí ante desastres sísmicos. Al proporcionar estructuras más seguras y accesibles, se reduce el riesgo de pérdidas humanas y materiales, así como el impacto socioeconómico de los terremotos.

Por este motivo este proyecto está enfocado en brindar información para una correcta comprensión y adopción de la sección 6.3.4 literal d de la norma NEC-SE-DS, 2015 con el fin de mejorar la utilización del Factor de reducción de resistencia sísmica R, debido a que en algunos códigos el contenido es deficiente lo que ocasiona que el proyectista estructural se encuentre diseñando para fuerzas sísmicas muy bajas por el uso inadecuado de este factor.

Cabe destacar que este factor depende a su vez de una serie de componentes que son analizados tales como Factor de reducción de resistencia por ductilidad, Factor de sobre resistencia y Factor de redundancia con el propósito de visualizar la forma como se obtienen las fuerzas sísmicas reducidas.

1.4 Grupo Objetivo

Los resultados obtenidos durante la realización de este proyecto facilitarán la correcta implementación del factor de reducción de resistencia sísmica R en el diseño de estructuras a todos los profesionales relacionados con la industria de la construcción con el fin de garantizar que los elementos estructurales como vigas, columnas, losas, pórticos y muros de la edificación no se sobredimensionen.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo general

Comparar de forma técnica y económica la influencia del Factor de reducción sísmica “R” en el diseño estructural del edificio “Amy’s House” de 7 pisos de altura, en la ciudad de Sangolquí, cantón Rumiñahui.

1.5.2 Objetivos específicos

Determinar los tipos de sistemas estructurales dúctiles para el edificio a analizar.

Desarrollar un diseño estructural de hormigón armado a partir de la norma NEC-SE-DS 2015, para realizar un análisis comparativo variando el factor de reducción de resistencia sísmica R según el tipo de elemento estructural.

Determinar volúmenes de obra como consecuencia de la variación de materiales constructivos por efecto de la implementación del Factor de reducción de resistencia sísmica R.

Comparar resultados debido a la implementación del Factor de reducción de resistencia sísmica R.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Factor de reducción de resistencia sísmica R

El factor de resistencia sísmica R es un coeficiente no solo importante, si no crucial para la efectividad y la capacidad de resistencia lateral de una estructura que nos permite disipar la energía causada por el sismo mediante deformaciones, estas fuerzas serán determinadas por las fuerzas sísmicas consideradas al momento de su diseño. El factor R se utilizará para disminuir la magnitud de las fuerzas sísmicas elásticas, especialmente para los sistemas o modos de períodos largos. Sin embargo, esta reducción es menor para períodos cortos, aunque aún está vinculada al factor R.

Cuando una estructura enfrenta fuerzas sísmicas elevadas, parte de estas fuerzas se disipan a través de deformaciones e ingresos en el rango inelástico, lo que resulta en daños estructurales, aunque no conduzca al colapso total. La magnitud de los daños dependerá del valor del factor R elegido, ya que, al dividir la aceleración de un espectro elástico por este factor, se reducirán las fuerzas laterales utilizadas en el diseño.

En el caso de una subestimación del valor del factor R, existe el riesgo de enfrentar daños irreparables o costos de reparación excesivamente altos. Por esta razón, es esencial que la estructura cuente con la ductilidad necesaria para que sus componentes puedan disipar energía a través de deformaciones inelásticas.

Normas como la ASCE-7, Eurocódigo-8 y el estándar indio IS: 1893-2016, denominan al factor R como “coeficiente de modificación de respuesta”, "factor de comportamiento" y el “factor de reducción de respuesta”, respectivamente.

En la CEC-2000 se establece un valor de $R=10$ para estructuras conformadas por vigas y columnas, pero en la combinación de cargas se mayor la acción sísmica 1.4 veces para el segundo caso y 1.43 veces para el tercer caso. A nivel de espectro último, el valor es de $R=7$

que se obtiene dividiendo 10 para 1.43.

Basados en el ACI 318S-05, algunos ingenieros del Ecuador trabajan con $R=10$ debido a que, en la combinación de carga no se mayor la acción sísmica. Al unir estas 2 normas se está diseñando para un defecto del 30% de fuerzas sísmicas de modo que se subvaloran las cargas.

En la norma colombiana NSR-98 se toma $R=7$, sin embargo, en la combinación de carga no se mayor la acción sísmica debido a que su espectro es de cargas ultima, a causa de que sus estructuras que tienen una gran ductilidad y que van a disipar mucha energía. El mismo caso corresponde a la norma venezolana COVENIN 1756-98 solo que varía su $R=6$.

En norma chilena NCh 433-96 se asume un valor de $R=11$ pero en la combinación de cargas se mayor la acción sísmica 1.4 veces. A nivel de espectro último, el valor es de $R=7.86$ que se obtiene dividiendo 10 para 1.43. Lo mismo pasa exactamente con la norma peruana E.030 que tiene un $R=8$, su mayoración de carga en acción sísmica es de 1.25 y a nivel de espectro último tiene valor de $R=6.4$.

En resumen, todas las normativas llegan a un mismo fin y debemos ver a R como un punto de referencia teórico para la reducción de las fuerzas sísmicas.

2.1.1 Grupos estructurales de acuerdo con R (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 1

Coefficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Nota: Factores de reducción de resistencia sísmica R para sistemas estructurales dúctiles. Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.

2.2 Ductilidad y factores de reducción resistencia sísmica R (NEC-SE-DS, 2015)

La (NEC-SE-DS, 2015) manifiesta que el factor de reducción de resistencia sísmica R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas. Además, permite disminuir sustancialmente la ordenada elástica espectral, siempre que se disponga de un adecuado comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, proveyendo de una adecuada ductilidad y capacidad de disipación de energía

suficientes que impidan el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos.

Para el cálculo del factor de reducción de resistencia sísmica R se deben determinar otros factores como son:

2.2.1 Factor de sobre resistencia R_{Ω}

El factor de sobre resistencia se define como la relación entre el cortante basal último que es capaz de soportar la estructura con relación al cortante basal de diseño. Además de esto, existen 2 tipos de sobre resistencia; a nivel local del elemento ($R_{\Omega L}$) y otra a nivel de estructuras ($R_{\Omega E}$) los cuales a su vez dependen de varios factores que se pueden agrupar de la siguiente manera: Sobre resistencia en el diseño, análisis, modelado y construcción.

2.2.1.1 Sobre resistencia en el diseño

En un diseño sismorresistente al presentar mayores esfuerzos en comparación a un diseño normal se colocan mayores cantidades de material para de esta manera cumplir con los requerimientos exigidos, como puede ser el caso de una conexión viga-columna, se sobre dimensionan las secciones de los elementos estructurales si el caso lo requiere (Aguiar R, 2007).

2.2.1.2 Sobre resistencia en el análisis

En el análisis sísmico se tiene otra fuente de sobre resistencia como es el caso de la torsión accidental, la cual incluye fuerzas adicionales debido a unos momentos de torsión accidental en un cierto piso que actúan en el centro de masa. Cabe recalcar que existen fuentes de sobre resistencia en el análisis sísmico, que varían dependiendo del tipo de literatura que se escoja (Aguiar R, 2007).

2.3 Requisitos de análisis de la NEC-SE-DS, 2015

Cabe destacar que para el presente proyecto se ha tenido en consideración los siguientes parámetros como: la zona sísmica, perfil del suelo, coeficiente de importancia, coeficientes de configuración en planta y elevación, factores de reducción de resistencia sísmica, período de

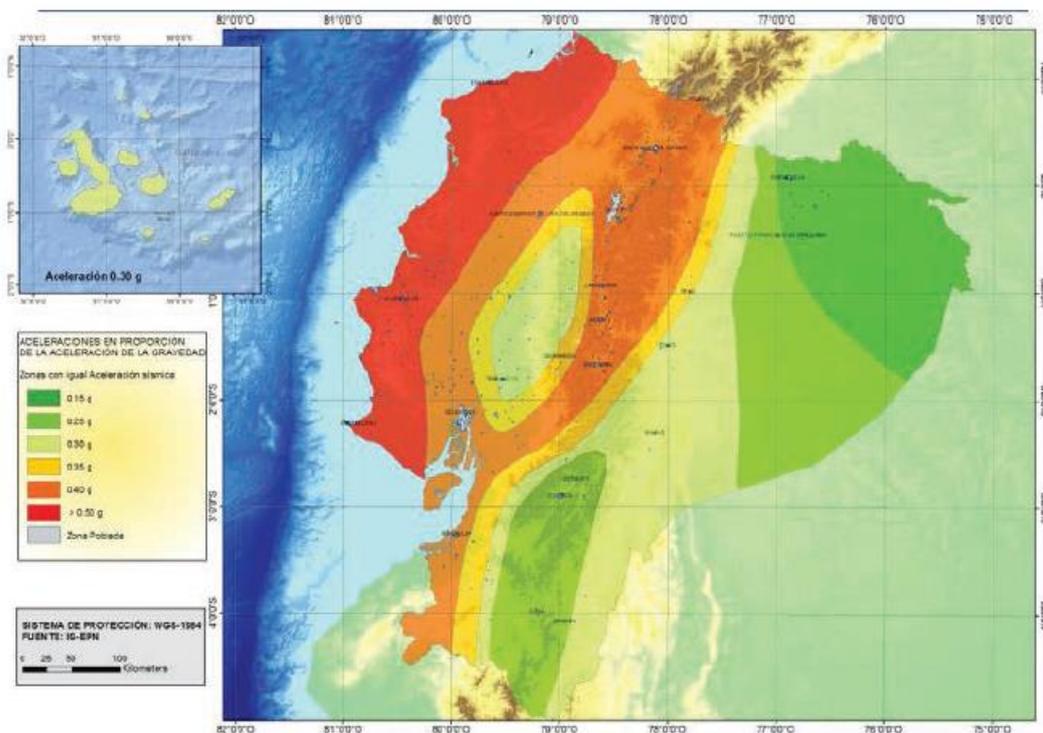
vibración, espectro de diseño, carga sísmica reactiva, cortante basal de diseño y derivas de piso, para el análisis estructural de las edificaciones tanto en hormigón armado como en acero estructural, los cuales han sido tomados de la NEC-SE-DS, 2015 ya que en esta normativa hace referencia a los respectivos requisitos que van en función de las características propias de la zona en la cual se encuentran ubicadas las estructuras.

2.3.1 Zona sísmica y factor de zona Z

El Ecuador se divide en seis zonas sísmicas, representadas por el valor del factor de zona Z el cual representa la aceleración máxima esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad como se observa en la **Figura 2**.

Figura 2

Zonas sísmicas en el Ecuador y valor de factor Z



Nota: En la imagen se pueden observar las seis zonas sísmicas que caracterizan a Ecuador. Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.

A partir de la **Figura 2** podemos determinar un coeficiente Z de cada zona sísmica como se muestra en la **Tabla 2**.

Tabla 2

Valores de factor Z en función de la zona sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Nota: Valores del factor Z con relación a la zona sísmica. Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.

2.3.2 Tipos de perfiles de suelo

Se clasifican en 6 tipos de perfiles como se muestra en la **Tabla 3** y dependen de una serie de factores como: La velocidad de propagación de ondas de corte (V_s), la resistencia al corte (S_u), índice de plasticidad (I_p), contenido de agua (w) y numero de golpes (N).

Estas características del suelo podemos obtenerlas mediante ensayos corte directo, corte axial, compresión simple y penetración.

Tabla 3*Clasificación de los tipos de perfiles de suelo*

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ Kpa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$V_s < 180$ m $IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
Los perfiles de suelo tipo requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:		
F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.		
F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).		
F	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Nota: Tipos de perfiles de suelos con su descripción y definición. Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.

2.3.3 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

Tabla 4

Factor Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85
F	Analizado por profesional encargado					

Nota: Valores del factor de amplificación del suelo en la zona del periodo corto.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.

Tabla 5

Factor Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Analizado por profesional encargado					

Nota: Factor de amplificación de las ordenadas del espectro elástico. Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.

Tabla 6*Factor F_s*

F_s: comportamiento no lineal de los suelos						
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Analizado por profesional encargado					

Nota: Factor del comportamiento inelástico del subsuelo. Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.

2.3.4 Factor de importancia

El objetivo del factor de importancia es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras con el fin de precautelar la operatividad de estructuras reduciendo su daño durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. En la tabla 7 se detallará el coeficiente I junto con el tipo de estructura.

Tabla 7*Coefficientes de factor de importancia según el uso*

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, Instalaciones militares. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Estructuras utilizadas para depósito de agua y que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Nota: Categoría, tipo de uso, destino e importancia de la estructura con su coeficiente. Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.

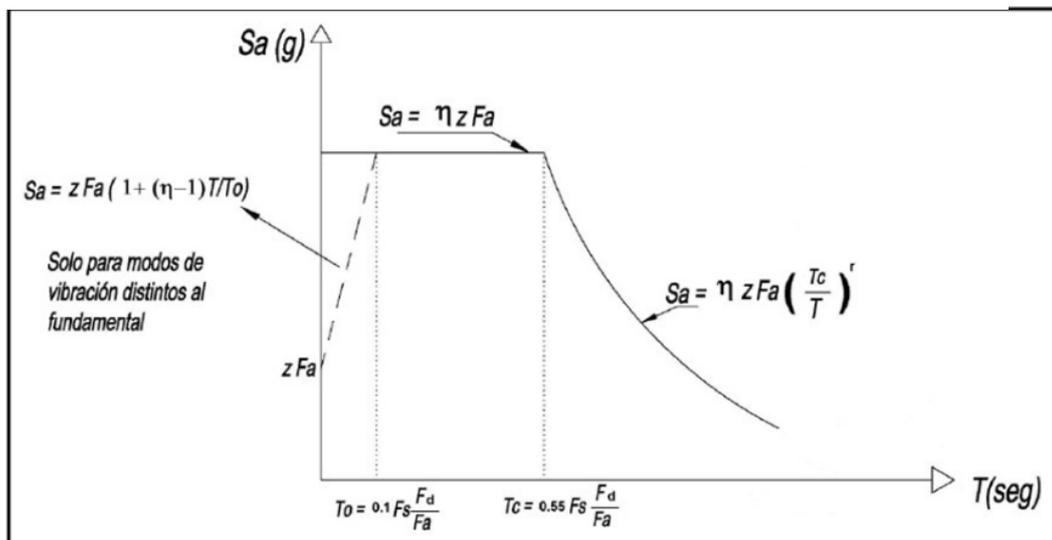
2.4 Espectro de diseño

Para poder conocer la respuesta de las estructuras posterior a eventos sísmicos lo podemos determinar mediante representaciones gráficas que se las denomina espectros de respuesta estas gráficas nos permiten conocer las respuestas máximas de la estructura cuando es sometida a diferentes registros sísmicos (García, L.1998). Los espectros de respuesta se pueden clasificar por diferentes tipos entre ellos Espectros de Aceleración, de Velocidad y de desplazamiento, los de aceleración nos permite conocer la máxima aceleración experimental de una estructura en un periodo (T), el de velocidad nos muestra la respuesta de una estructura ante una velocidad máxima en un periodo (T), y el de desplazamiento nos permite conocer cuál es el desplazamiento máximo en función del periodo (T).

La **Figura 3** muestra cómo NEC-SE-DS puede obtener el espectro elástico de aceleraciones en función de varios parámetros, lo que permite calcular el espectro de diseño elástico de aceleraciones.

Figura 3

Espectro elástico de diseño



Nota: Espectro elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad. Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). NEC-SE-DS.

Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.

Donde:

Sa: Espectro elástico de aceleraciones.

Z: Factor de zona sísmica.

C: Coeficientes del perfil del suelo.

η : relación de amplificación espectral.

T: Periodo fundamental de vibración de la estructura.

To, Tc: Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones

Para este parámetro “ η ” la normativa indica los siguientes valores a ser adoptados:

- $\eta = 1.80$; Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
- $\eta = 2.48$; Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$; Provincias del Oriente

r: Factor utilizado en el espectro de diseño, la normativa indica los siguientes valores a ser adoptados:

- $r = 1$, para todo tipo de suelo a excepción del suelo de categoría E
- $r = 1.5$; para tipo de suelo de categoría E.

2.5 Cortante basal

El cortante basal es un cálculo el cual permite determinar las fuerzas que actúan de manera lateral, aplicada en la base de la estructura como consecuencia de la acción del sismo de diseño (NEC-SE-DS, 2015).

Este nos brinda la información de cómo reaccionará la estructura ante fuerzas laterales a causa de vibraciones inducidas por movimientos telúricos, así pues, nos ayudara a evaluar la capacidad que tiene para resistir estas cargas con el propósito de poder ajustar y mejorar nuestro diseño estructural.

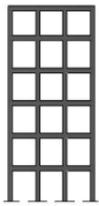
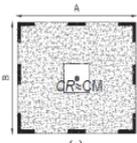
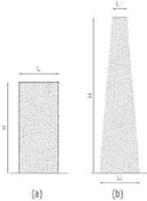
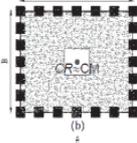
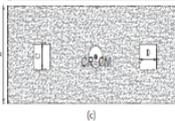
El cálculo del cortante basal es clave para un buen diseño, por el motivo que nos ayuda de manera directa con los periodos de vibración ya que están relacionados con la distribución

de masas y la rigidez que tiene nuestra estructura los cuales influyen directamente para sus periodos de vibración debido a movimientos que se den a causa de terremotos.

2.6 Configuración estructural

Tiene como propósito obtener estructuras simples y simétricas, en planta y de igual forma en elevación, lo cual permite un buen comportamiento ante el sismo de diseño (NEC,2015). En la figura 4 y 5 se muestran las configuraciones estructurales recomendables y no recomendables.

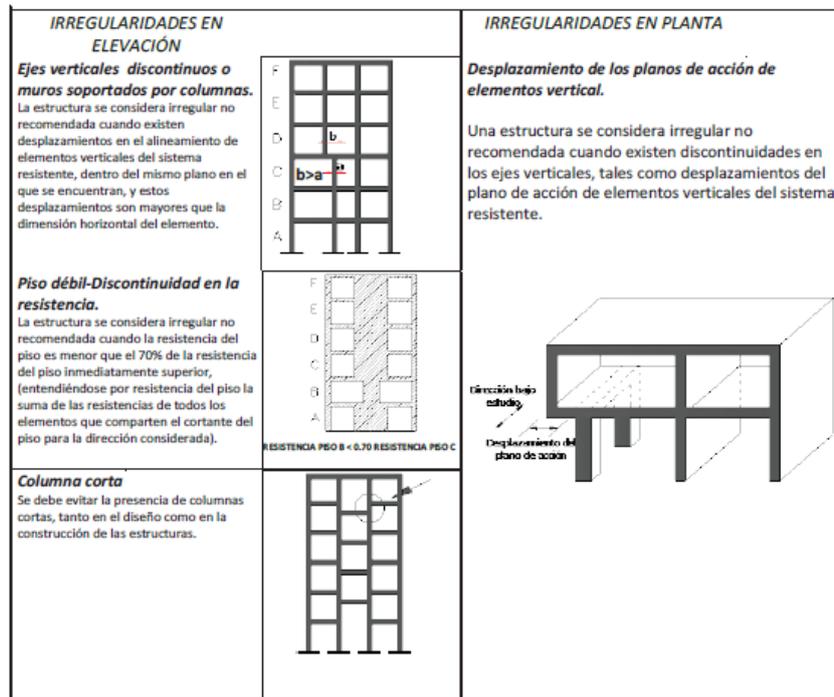
Figura 4
Configuraciones estructurales

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{Ei}=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{Pi}=1$	
La altura de entepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_{Ei}=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_{Pi}=1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_{Ei}=1$			
			

Nota: Configuraciones estructurales recomendadas. Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.

Figura 5

Configuraciones estructurales



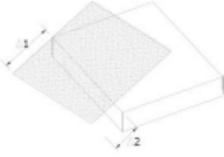
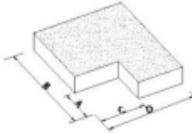
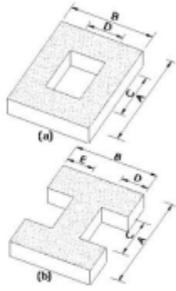
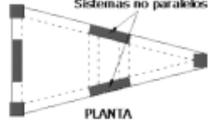
Nota: Configuraciones estructurales no recomendadas. Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.

2.6.1 Coeficientes de irregularidad en planta y en elevación E

En la figura 6 se puede apreciar los coeficientes de irregularidad en planta y en la figura 7 los coeficientes de irregularidad en elevación, que tienen como propósito sancionar a las estructuras en su funcionamiento ante la presencia del sismo de diseño. La norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS, desarrolla valores que pueden ser adquiridos de acuerdo con la estructura a diseñar.

Figura 6

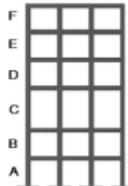
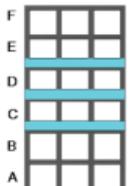
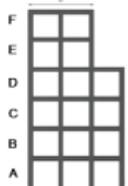
Coefficientes de irregularidad en planta, ϕP_i

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi P_i=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente aun eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi P_i=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso $\phi P_i=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi P_i=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	

Nota: Tipo de irregularidad en planta con su factor ϕP_i . Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.

Figura 7

Coefficientes de irregularidad en Elevación, ϕEi

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi Ei=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D+K_E+K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi Ei=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi Ei=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	

Nota: Tipo de irregularidad en planta con su factor ϕFi . Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.

2.7 Losa

Elemento rígido de ligero espesor, usado para cubiertas ya sea de techo o piso.

Conocemos dos tipos básicos de losas: en una dirección y en dos direcciones. Cubrir claros se determina por las condiciones de apoyo no por la losa (Ambrose, J.2005)

2.7.1 Tipos de losas

Losa maciza: Pesada, pero de poco espesor, es la que mayor cantidad peso soporta, se suele usar en viviendas.

Losa nervada: Son de gran rigidez y se compone de vigas longitudinales y transversales como si fueran de nervios.

Losa aligerada: Se aliviana el peso con la colocación de ladrillos de interiores huecos, es más ligera que las otras y más económica, se suele usar para viviendas o edificios y techos de hormigón.

Losa Steel deck: Es ideal para los entrepisos, ya que es hecha de acero estructural galvanizado, su configuración permite que los trabajos se realicen en menor tiempo.

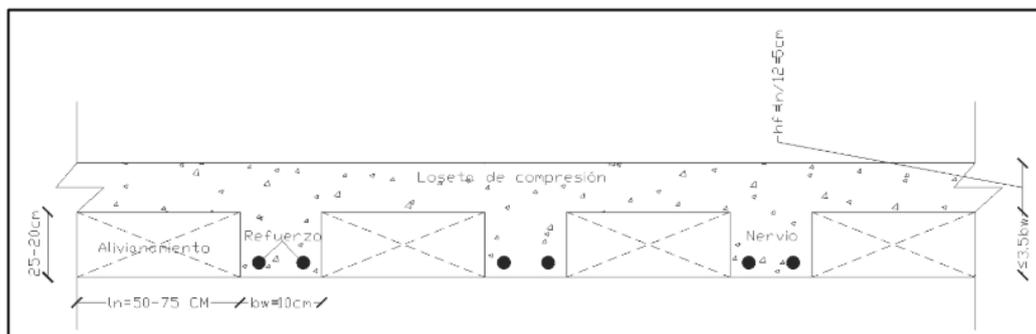
Losa de bloquelón: Es de fácil armado, se usa para entrepisos; se conforma para alivianar la estructura por perfiles metálicos o de hormigón con pequeñas piezas de arcilla

2.7.1.1 Losas nervadas de hormigón armado

Losas que se componen con la secuencia de vigas T, unidas con una losa de hormigón de espesor similar al ala de la viga y el alma de la viga la cual es la nervadura de este tipo losa, suelen ser más livianas, económicas y poseen mayor rigidez y una menor vibración que en las losas macizas. Donde (Harsem, 2002) manifiesta en la figura 8 un esquema estructural de la losa nervada, donde se indica la distribución nervio – bloque de alivianamiento.

Figura 8

Losa nervada



Nota: Esquema estructural de una losa nervada. Fuente: (Harsem,2002)

- La separación entre las nervaduras será de no más de 75 cm, lo que permitirá un corte más amplio del concreto.
- Si hay tuberías embebidas, el espesor de la losa nervada debe ser al menos 2,5 cm mayor.
- Si se utilizan ladrillos o bloques de alivianamiento cuya resistencia a la compresión es menor a la de la losa, su espesor debe ser de un décimo de la luz libre entre nervaduras, y no menos de 5 cm.
- Por razones de integridad estructural, se debe colocar al menos una varilla de

refuerzo a lo largo de la nervadura sobre los apoyos. Si es necesario, se empalmará sobre los apoyos con un tipo de empalme clase A, y se colocará un gancho estándar al extremo. El Instituto de Concreto Americano publicó en 2014 Para resistir cargas gravitatorias actuantes como la carga muerta y la carga viva, la resistencia al corte puede aumentar en un 10% con las siguientes medidas. (Harsem, 2002):

- Usar el refuerzo longitudinal calculado de acuerdo con el procedimiento convencional.
- Ampliar el ancho de las nervaduras cerca del apoyo "Extraer ladrillos o bloques de alivianamiento, remplazándolos por concreto" Según Grases (1989). Este es uno de los estándares aceptados para garantizar y proteger.

2.8 Columnas

Elementos verticales que son capaces de soportar fuerzas de compresión y flexión, son cruciales para lograr la estabilidad de un edificio, pueden ser de planta circular o poligonal con una altura al menos cuatro veces la anchura mayor de la sección.

Su reforzamiento tiene como objetivo soportar carga, ductilidad, resistencia a fuerzas por flexión. Suele presentar efectos de esbeltez, y reducción de capacidad de carga las cuales son evaluadas independientemente al diseño que se realice considerando los momentos de primer y segundo orden, los de segundo orden son los que se generan por las deformaciones transversales de las columnas y los de primer orden son los que comprenden la estimación de factores corregidos al realizar el análisis estructural. (Vargas,2018)

Tendrá que considerarse la condición de carga que produzca la máxima relación (excentricidad) entre el momento y carga axial.

En el caso de pórticos y elementos continuos se deberá proporcionar atención al efecto de las cargas no balanceadas de los pisos, en columnas exteriores e interiores (Supremo, Del, & Del, 2009)

2.8.1 Fuerzas en las columnas

2.8.1.1 Cargas verticales

Son absorbidas por la propia estructura de la columna, pero se originará una reacción de impulso horizontal, y será mayor dependiendo de si la columna es más flexible.

2.8.1.2 Movimiento de flexión:

Producido por el impulso que tiende a inclinar a la columna lateralmente.

2.8.1.3 Los momentos flectores:

Este es el factor más importante para definir de qué manera se comportará columnas ante el pandeo, teniendo en cuenta que la geometría de pandeo inicialmente es similar a la geometría elástica de deformación provocada por la flexión.

2.9 Hormigón Armado

Esto ocurre cuando el acero de refuerzo y el hormigón se unen y crean elementos como: pilares, vigas y losas. En comparación al hormigón común, esta combina la resistencia a la tracción del acero con la resistencia a la compresión del hormigón para producir una estructura con mayor capacidad de carga; mientras el acero se constituye por tener una resistencia a la tracción, el hormigón soporta esfuerzos de compresión.

2.10 Acero Refuerzo

Sirve para mejorar la resistencia de las construcciones de hormigón armado a los esfuerzos de flexión y tracción y tiene como objetivo principal soportar las tensiones de tracción producidas dentro de la estructura y al aplicar cargas a una estructura, el acero de armadura tiende a someterse a tensión y el hormigón a comprimirse.

2.11 Vigas

2.11.1 Definición

Elemento estructural que trabaja principalmente a flexión, provocando tracción y compresión en la misma. La viga es horizontal, pero a veces tiende a ser inclinada. Las de hormigón armado suelen soportar cargas uniformemente distribuidas y concentradas en una dirección y se usan para sostener losas nervadas y macizas.

2.11.2 Diseño de la viga

Un correcto diseño de la viga es fundamental para que este se comporte adecuadamente, las vigas deberían tener un margen de seguridad contra todo tipo de fallas, más peligrosas que las de flexión (Córdova,2015), se deben prevenir las fallas por corte porque son las de colapsos inminentes.

2.11.3 Tipos de vigas

Según (Medina,2008) existe una serie de tipos de vigas

2.11.3.1 Por su sección

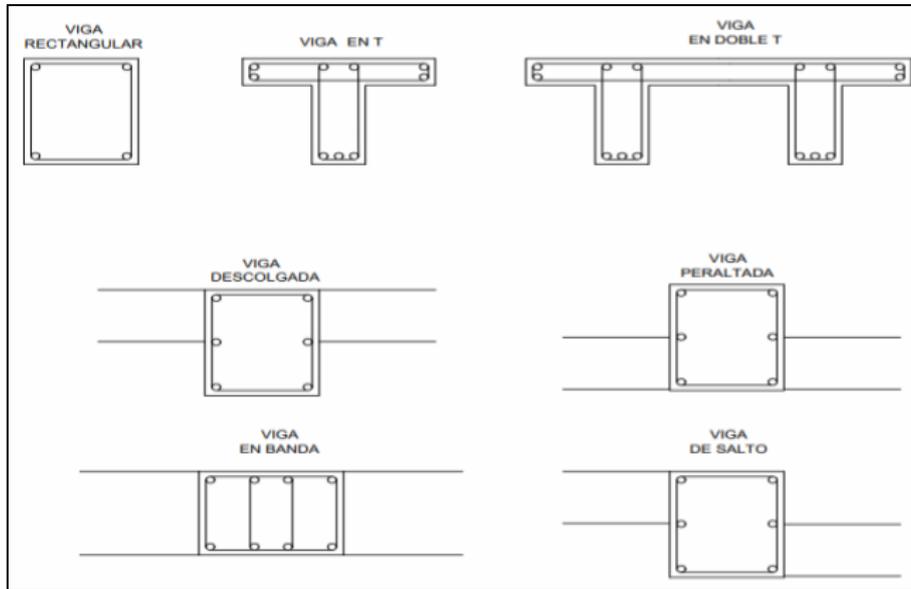
Rectangulares; en T; en doble T; y por la posición respecto a la losa

2.11.3.2 Por la posición respecto a la losa:

- **Viga descolgada:** Ocurre cuando la altura de la viga es superior a la de la losa a la que se sostiene, pero se destaca lo inferior de la losa.
- **Viga peraltada:** Ocurre cuando la altura de la viga es superior a la de la losa a la que se sostiene, pero se destaca lo superior de la losa.
- **Viga banda:** Se da cuando la altura de la losa y de la viga son iguales
- **Viga de salto:** Acumula dos losas a niveles diferentes.

Figura 9

Tipos de vigas



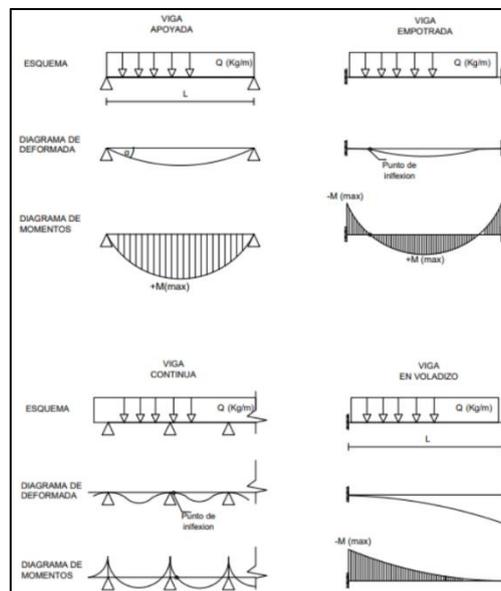
Nota: Tipos de vigas según su sección y su posición con respecto a la losa. Fuente: Cabrera, J., & Pilamonte, D. (2023)

2.11.3.3 Por el tipo de apoyo que tienen sus extremos

- Apoyo: cuando la viga entra en carga se deforma de forma libre en el apoyo y forma un ángulo horizontal.
- Empotrada: se da cuando el apoyo se mantiene tangente con la horizontal en el deformado de la viga.
- Continua: Esta ocurre cuando la viga se apoya en una serie de pilares o muros
- En voladizo: Cuando se empotra en lado y el otro queda libre

Figura 10

Tipos de vigas



Nota: Tipos de vigas según el apoyo en sus extremos. Fuente: Cabrera, J., & Pilamonte, D. (2023)

2.12 Diafragma de piso rígido

Elementos que contribuyen gran rigidez, y es superior a los elementos que trasladan cargas laterales (Inga, Víctor; Andreu, Carlos; Juárez, Joel; Bernilla, Silverio; Feria, Joel, 2016)

(Romero, 2015) indica que las solicitaciones sísmicas producen deformaciones que no se diferencian de un punto y otro, que son iguales en cada punto del plano.

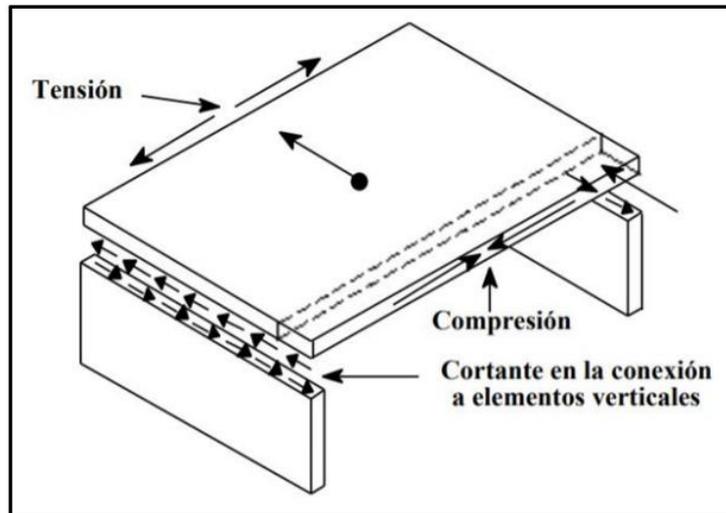
Este se desplaza únicamente en una dirección con una longitud de dimensión superior. Al ser considerada como un componente rígido la losa nervada, se mueve sobre la otra dirección analizada, encontrándose sobre uno de los dos ejes y recibe cargas en la dirección de una de las inercias más grandes. Al desplazarse, la losa nervada rígida puede transmitir estos efectos a otros componentes estructurales como los muros.

Se puede apreciar de qué manera se comporta un diafragma rígido, donde se demuestre la aplicación de la carga lateral con ayuda de una flecha a la placa en un único punto, porque

esta deformación que produce será la misma en el resto de los puntos de la placa como podemos apreciar en la **Figura 11**.

Figura 11

Diafragma rígido



Nota: Comportamiento de un diafragma rígido ante acción de fuerzas laterales:
Fuente: Cardona, (2004). Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud.

Un diafragma rígido y una losa o placa al moverse transmiten el desplazamiento a los elementos estructurales adyacentes, como sucede en estructuras aporticadas donde se transmiten a las vigas, columnas y muros estructurales (Norte, 2016).

Las fallas más importantes en la hipótesis del diafragma de losa rígida son

- Grandes aberturas en las losas de piso.
- Formas rectangulares muy alargadas.

Se considerará como diafragma rígido a toda losa alivianada que cumpla con la resistencia y rigidez ya que las deflexiones del diagrama del piso son irrelevantes comparadas con los elementos verticales. Se tomará en cuenta que el (American Concrete Institute, 2014), detalla: “Los diafragmas y sus conexiones a los miembros estructurales deben diseñarse para transferir las fuerzas entre el diafragma y los miembros estructurales.”

2.13 Cargas sísmicas

Al estar en el Cinturón de Fuego del Pacífico, Ecuador tiene una alta actividad sísmica, como lo demuestran los varios eventos sísmicos catastróficos que han ocurrido en el país, el último de los cuales tuvo una magnitud de 7.8 grados en la escala de Richter el 16 de abril del 2016 (Quinde Martínez & Reinoso Angulo, 2016).

En su capítulo sobre el peligro sísmico y los requisitos de diseño sismo resistente, NEC-SE-DS, la norma de construcción ecuatoriana establece parámetros mínimos para que una estructura tenga un buen desempeño ante sismos. Esto se basa en la filosofía de diseño: "El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años". (NEC, 2015).

La norma ecuatoriana de construcción ofrece dos opciones para el diseño sísmico de las estructuras del presente trabajo: el método de diseño basado en fuerzas (DBF) y el método de diseño basado en desplazamientos (DBD). El método de diseño basado en fuerzas DBF fue elegido para la edificación.

Existen métodos de diseño basados en fuerzas que permiten dos tipos de análisis sísmicos, según las normas de construcción ecuatorianas y son: métodos estáticos y dinámicos. El estático es un método basado en el cortante base de la estructura; mientras que el método dinámico son espectros sísmicos basados en la aceleración sísmica. Están estrechamente relacionados ya que el desplazamiento subyacente obtenido por métodos dinámicos debe ser comparado con el cortante basal que se obtuvo por el método estático. Según la NEC_SE_DS expresa que "Valor total del corte dinámico en el base obtenido por cualquier método de análisis dinámico", no debe ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares)
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares)."

(NEC, 2015)

Los cálculos realizados en el presente trabajo se han dirigido para que el valor del corte dinámico total, que se obtuvo en la base por el método dinámico, no sea menor al 85% del cortante basal V obtenido por el método estático para estructuras irregulares.

2.14 Periodo fundamental de vibración (T)

El periodo fundamental de vibración T para la dirección del eje "X" y la dirección del eje "Y" puede calcularse utilizando dos métodos que se describen a continuación según la norma ecuatoriana de construcción.

2.14.1 Primer método

El cálculo del periodo fundamental de vibración teniendo en cuenta el tipo de estructura y la altura de la edificación para el cortante basal se puede realizar mediante este método. La siguiente expresión se utiliza para obtener este valor

$$T = C_t \times h_n^\alpha$$

El periodo de vibración fundamental "T" y el coeficiente "Ct" según el tipo de estructura.

La altura máxima de una edificación de n pisos es "hn".

La **Tabla 8** contiene los coeficientes en función del tipo de estructura y la potencia.

Tabla 8

Coeficiente Ct y α

Tipo de estructura	Ct	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros y mampostería estructurales	0.055	0.75

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.

2.14.2 Segundo método

Este método permite determinar el periodo fundamental de vibración utilizando las propiedades estructurales y las deformaciones de los elementos. (NEC, 2015). La siguiente expresión se establece en la norma de construcción de Ecuador:

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

“ f_i ” es la distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i .

“ δ_i ” es la deflexión elástica del piso i .

“ w_i ” es el peso asignado al nivel i .

Sin embargo, de la misma manera, la regulación establece que por este método no puede existir una excedencia del 30% del periodo fundamental de vibración del primer método.

Por lo tanto, los autores del presente artículo consideran que el periodo fundamental de vibración (T) de la estructura en estudio debe encontrarse en para comprender el párrafo anterior.

$$T_{m1} \leq T \leq 1.30 T_{m1}$$

Donde:

T_{m1} : Periodo fundamental de vibración calculada por el método 1.

2.15 Distribución de fuerzas laterales

El periodo fundamental de vibración de la estructura determina la distribución de las fuerzas laterales causadas por un sismo. La falta de un proceso riguroso para el método dinámico hace que el método estático sea suficiente para determinar estas fuerzas (NEC, 2015).

Las siguientes expresiones describen esas fuerzas laterales:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{W_x \times h_{xk}}{\sum_{i=1}^n W_i \times h_{ik}} V$$

Donde:

V: Cortante basal en la base de la estructura.

V_x: Cortante total en el piso x de la estructura.

F_i: Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura.

F_x: Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

n: Número de pisos de la estructura.

w_x: Peso asignado al piso x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

w_i: Peso asignado al piso i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

h_x: Altura del piso x de la estructura.

h_i: Altura del piso i de la estructura.

k: Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura.

- $k = 1$, para $T \leq 0.5$
- $k = 0.75 + 0.5 T$, para $0.5 < T < 2.5$
- $k = 2$, para $T \geq 2.5$

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 Tipo de investigación

La elaboración de este proyecto técnico se basará según el método de investigación bibliográfica, explicativa y aplicada, ya que fue lo que se consideró mejor para realizar la investigación.

La recopilación de datos e información mediante la investigación bibliográfica ayuda a encontrar antecedentes útiles en cuanto a la aplicación de este factor en edificaciones sismo resistentes. (Méndez y Astudillo ,2008)

Este tipo de investigación será útil para establecer los parámetros mínimos necesarios para el uso correcto del factor de resistencia sísmica “R” y los tipos de sistemas estructurales dúctiles para una edificación.

Se presenta de igual forma la investigación explicativa, gracias a esta se logran determinar las causas de por qué sucedieron un sin número de fenómenos, teniendo como objetivo averiguar las razones, el por qué, analizando las causales existentes.

Por último, está la presencia de la investigación aplicada, que tiene como objetivo resolver problemas específicos que afectan a las personas y a la sociedad (Cristina Ortega,2024). Es aquí donde se realiza la comparación de los resultados obtenidos, con los factores implementados según la estructura, demostrando que opción será más económica y segura para las personas durante la presencia de sismos.

3.2 Método

Se utilizó el método descriptivo, que es usado para recoger, organizar, resumir, presentar, analizar, generalizar, los resultados de cada una de las observaciones (Zorrilla,1986).

Implica la recolección y presentación de datos para expresar de una manera clara la situación a estudiar, permitiendo al investigador a describir situaciones y eventos teniendo

como ventaja que la aplicación de esta metodología es fácil, rápida y económica.

3.3 Técnica de recolección de información

Para la recopilación de información del presente proyecto, se utilizará la técnica bibliográfica de (Garay,2020); la investigación documental (Baena,1985) y las normas APA utilizadas en la Pontificia Universidad Javeriana.

Esta técnica se trata de seleccionar y recopilar la información por medio de la lectura, crítica de documentos y materiales bibliográficos, bibliotecas. Nos ayudara a recopilar la información necesaria por medio de las normativas.

De igual manera se reunió información de libros y revistas digitales, y se realizaron consultas a constructoras y distribidoras para la creación de Apus.

3.4 Proceso técnico de Ingeniería Civil

3.4.1 Estudio y análisis del código ACI 318-19

Se iniciará la recopilación de información actualizada utilizando el código ACI 318-19.

3.4.2 Prediseño de los elementos estructurales

Después, se realizará el prediseño de los elementos estructurales basándonos en la norma NEC-15 y el código ACI 318-19, con ayuda de hojas electrónicas.

3.4.3 Determinación de las cargas de diseño

Como tercer punto, Con ayuda de las hojas electrónicas se deberán obtener las cargas según la edificación a diseñar utilizando la normativa NEC-SE-CG 2015 (cargas nos sísmicas)

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1 Descripción de la edificación

Para este proyecto técnico se contempla la construcción de una estructura compuesta por un sistema de pórticos de hormigón armado con losas alivianadas y con dos (2) diferentes tipos de sistemas estructurales dúctiles entre los cuales se encuentran una estructura con vigas descolgadas y otra con vigas banda

La estructura en mención está conformada por cinco (5) plantas destinadas para vivienda y una terraza accesible. La planta baja cuenta con dos locales comerciales, bodegas y parqueaderos

Tabla 9

Características del edificio

Proyecto	Edificio Amy's House
Uso del proyecto	Edificio Residencial
Altura de entrepiso	2.90 m
Numero de niveles	4
Terraza inaccesible	1
Tapagradadas	1
Altura total del edificio	17.4 m

Elaborado por: Los Autores

4.2 Diseño y análisis estructural

El presente proyecto consiste en realizar el análisis estructural mediante el empleo de herramientas informáticas de simulación de sistemas continuos con software ETABS Versión 21.2.0 a partir de lo cual, se observará el comportamiento y respuesta del sistema bajo análisis según las condiciones de amenaza sísmica y los requisitos mínimos de deformaciones y ductilidad definida por la NEC-SE-DS: Peligro sísmico y Diseño sismo resistente, 2015.

Posteriormente se realizará el Diseño Estructural según las recomendaciones de la NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón garantizando las condiciones de seguridad estructural del

proyecto, con su respectiva comprobación manual de los datos obtenidos del programa ETABS.

Para el Análisis comparativo, plantearemos 2 tipos de sistemas estructurales dúctiles en base a la tabla 1, que serán pórticos especiales sismorresistentes de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras y pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadores.

Se utilizará un factor de reducción de resistencia sísmica R de 8 y 7 respectivamente.

Considerando el peso de la losa para la edificación, cuantificaremos la carga muerta y viva que actuará sobre la estructura, considerando los estados de carga y combinaciones de carga de la NEC-SE-CG: Cargas No sísmica, 2015, una vez hecho esto se procederá con el diseño final de la estructura aplicando el factor de reducción de resistencia sísmica con el fin de verificar que sistema estructural sismorresistente es el más óptimo en términos económicos y de seguridad considerando la cantidad de los materiales constructivos como son acero y hormigón en base a los planos estructurales de la edificación .

Esto se llevará a cabo con el fin de recomendar cual es el diseño que se ajusta de mejor manera para el uso de este

4.3 Determinación de cargas para diseño

Las cargas no sísmicas aplicadas al modelo matemático son: Carga muerta (CM), Peso propio de la estructura (PP), Carga viva (CV) y sobre carga (LR), en el cálculo de la sobrecarga, no se considera el peso de los elementos estructurales, ya que el programa incluye un estado de carga (Dead) que utiliza un multiplicador de peso propio para añadir al cálculo el peso de los elementos estructurales.

Tabla 10*Cargas no sísmicas aplicadas al modelo matemático*

Carga vertical en losas de entepiso		
	Descripción	Carga (kg/m²)
Sobrecarga	Acabados, mampostería, instalaciones	295
Carga Viva	Uso de vivienda	200

Carga vertical en losa de terraza accesible		
	Descripción	Carga (kg/m²)
Sobrecarga	Acabados, mampostería, instalaciones	295
Carga Viva	Uso de terraza accesible	200

Carga vertical en losa de tapagrada		
	Descripción	Carga (kg/m²)
Sobrecarga	Acabados, mampostería, instalaciones	80

Carga vertical en losa de escalera		
	Descripción	Carga (kg/m²)
Sobrecarga	Acabados, mampostería, instalaciones	80
Carga Viva	Uso de vivienda	200

Elaborado por: Los Autores

4.4 Combinaciones de carga

Se emplearán las combinaciones de carga derivadas del código ACI 318-19, Capítulo

5.3.1, que son las siguientes:

- a) 1.4D
- b) 1.2D+1.6L
- c) 1.2D+1.6L+0.50(Lr or S or R)
- d) 1.2D +1.6(Lr or S or R) + (1.0L or 0.5W)
- e) 1.2D +-1.0W+1.0L+0.5(Lr or S or R)
- f) 1.2D+-1.0E+1.0L+0.2S

g) 0.9D+-1.0W

h) 0.9D+-1.0E

4.5 Pórticos especiales sismorresistentes de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón

4.5.1 Propiedades mecánicas de los elementos estructurales

4.5.1.1 Hormigón armado

Tabla 11

Propiedades mecánicas del hormigón armado

Propiedad	Simbología	Valor	Unidad
Resistencia a la compresión	f _c	280	kgf/cm ²
Peso específico	γ	2400	kgf/m ³
Masa por unidad de volumen	m	0.000002	kgf*s ² /cm ⁴
Módulo de elasticidad	E	252671.328	kgf/cm ²
Coefficiente de Poisson	U	0.2	-
Coefficiente de dilatación térmica	A	0.0000099	1/C
Módulo de corte	G	105279	kgf/cm ²

Elaborado por: Los Autores

4.5.1.2 Acero estructural

Tabla 12

Propiedades mecánicas del acero estructural

Propiedad	Simbología	Valor	Unidad
Esfuerzo de fluencia	f _y	4200	kgf/cm ²
Peso específico	γ	7850	kgf/m ³
Coefficiente de dilatación térmica	A	0.0000117	1/C
Resistencia última	f _u	5600	kgf/cm ²
Resistencia de producción esperada	f _{ye}	4600	kgf/cm ²
Resistencia a la tracción esperada	f _{ue}	6100	kgf/cm ²

Nota: Se colocará un recubrimiento de 3 cm en todos los elementos estructurales.

Elaborado por: Los autores

4.5.2 Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales de Hormigón

Armado

Una vez cuantificadas las cargas en cada piso de las estructuras, procederemos a calcular las dimensiones iniciales de los elementos estructurales del edificio que se analizarán en nuestra investigación basados en el código ACI-319-19 capítulos 8, 9, 10,

Tabla 13

Dimensiones de elementos estructurales

Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales			
Tipos	Base	Altura	Unidad
Columna central	60	60	cm
Columna de borde	35	40	cm
Viga central	30	55	cm
Viga de borde	25	40	cm

Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales		
Tipos	Espesor	Unidad
Losa	25	cm
Losa de escalera	17.5	cm
Diafragmas	25	cm

Nota: Se tomó en cuenta un factor de amplificación de sismo de 1.3 en el prediseño de las secciones antes presentadas, para obtener resultados más conservadores. Elaborado por: Los Autores

4.5.3 Determinación de parámetros sísmicos

Tabla 14

Parámetros para los efectos sísmicos

Zonificación Sísmica	Factor de zona (Z)	Tipo de Suelo
V	0.4	D

Fuente: NEC-SE-DS 2015 en la Sección 3.1.1

Tabla 15*Coefficientes de perfil de suelo*

Factor de sitio (Fa)	Factor de sitio (Fd)	Factor de comportamiento inelástico suelo (Fs)
1.2	1.19	1.28

Fuente: NEC-SE-DS 2015 en la sección 3.2.2

Tabla 16*Factores de irregularidad del edificio*

Factor de irregularidad en planta (\emptyset_p)	0.9	Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de irregularidad en elevación (\emptyset_e)	0.9	Tabla 14, Sec.5.2.3

Fuente: NEC-SE-DS 2015 en las secciones 5.2.1 y 5.2.2.

Tabla 17*Factores del espectro de diseño*

Factor de importancia (I)	1	Viviendas unifamiliares
Factor de reducción de resistencia sísmica (R)	8	Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras
Relación de amplificación espectral (n)	2.48	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

Fuente: NEC-SE-DS 2015 en la sección 6.3.

Tabla 18*Determinación del periodo natural de vibración de la estructura*

Coeficiente (Ct)	0.055	Con muros estructurales ni diagonales rigidizadoras (H.A.)
Altura total del edificio (hn)	17.4	m
Coeficiente para el cálculo de periodo (α)	0.75	s.u

Fuente: NEC-SE-DS 2015 en la sección 6.3.

4.5.4 Determinación de espectro de diseño para análisis dinámico

Tabla 19

Valores de espectro elástico y espectro inelástico

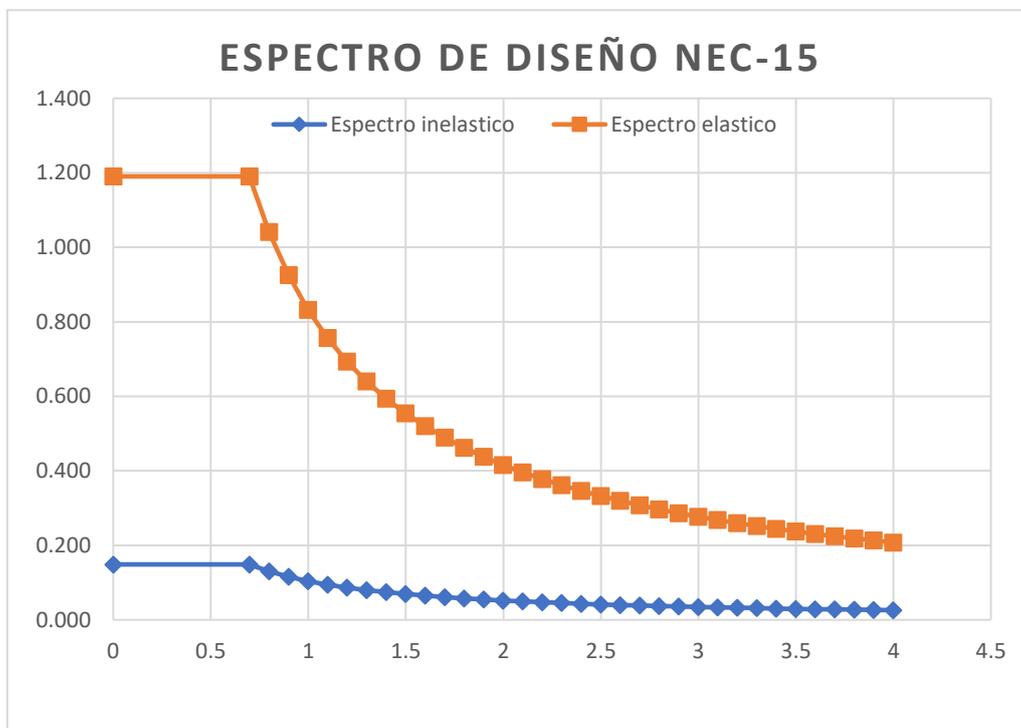
TIEMPO	ESP. ELASTICO	ESP. INELASTICO
Ta	Sa	Sa/R
0.00	1.190	0.149
0.70	1.190	0.149
0.80	1.041	0.130
0.90	0.925	0.116
1.00	0.833	0.104
1.10	0.757	0.095
1.20	0.694	0.087
1.30	0.640	0.080
1.40	0.594	0.074
1.50	0.555	0.069
1.60	0.520	0.065
1.70	0.489	0.061
1.80	0.462	0.058
1.90	0.438	0.055
2.00	0.416	0.052
2.10	0.396	0.050
2.20	0.378	0.047
2.30	0.362	0.045
2.40	0.347	0.043
2.50	0.333	0.042
2.60	0.320	0.040
2.70	0.308	0.039
2.80	0.297	0.037
2.90	0.287	0.036
3.00	0.277	0.035
3.10	0.268	0.034
3.20	0.260	0.032
3.30	0.252	0.031
3.40	0.245	0.031
3.50	0.238	0.030
3.60	0.231	0.029
3.70	0.225	0.028
3.80	0.219	0.027
3.90	0.213	0.027
4.00	0.208	0.026

Nota: En la tabla se observan los valores utilizados para generar el espectro elástico de diseño y el espectro de diseño inelástico para el modelado del edificio con vigas descolgadas. Elaborado por: Los autores.

Una vez obtenidos los valores anteriormente descritos en la tabla 19, podemos observar en la figura 12 el diagrama que describe las aceleraciones que podrían presentarse debido a un sismo en el sitio. El espectro presentado es el que se utilizó para evaluar el comportamiento el edificio de estudio a través del software ETABS.

Figura 12

Espectro de diseño ETABS



Nota: En el gráfico se puede observar el espectro de diseño elástico de color naranja y el espectro inelástico de color azul que fueron usados para el diseño de la estructura.

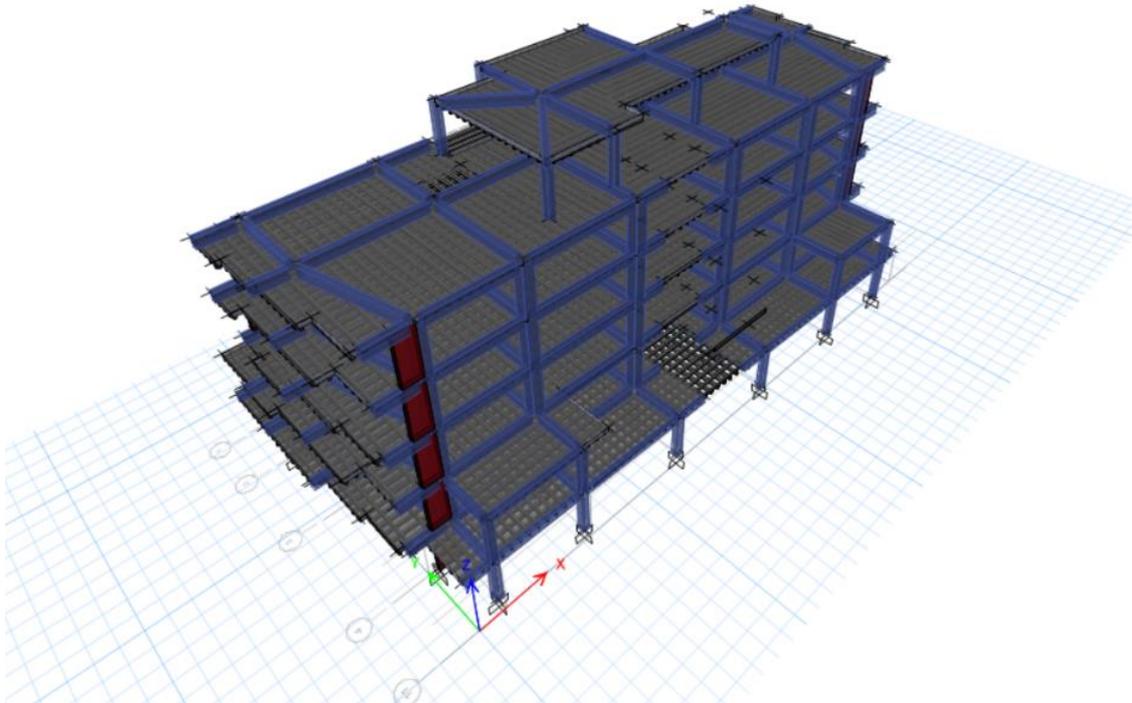
Elaborado por: Los autores.

4.5.5 Modelación de la estructura

El software elegido para el diseño del edificio es altamente intuitivo, facilitando tanto la entrada como la salida de datos. Además, se actualiza constantemente para cumplir con las normativas actuales. Para este proyecto, se utilizó una versión actualizada que incorpora el código ACI 318-19.

Figura 13

Modelado en 3D



Nota: En la imagen se presenta el edificio desde la parte superior en 3D. Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

4.5.6 Peso de la estructura

Figura 14

Peso total de la estructura, cortantes basales estáticos y dinámicos en sentido x e y.

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
CM	LinStatic			0	0	603.5619	5314.2575	-9962.986	0
PP	LinStatic			0	0	1250.1808	11144.1531	-21258.2298	0
SXE	LinStatic			-324.7381	0	0	2.837E-06	-3544.1881	2868.5532
SYE	LinStatic			0	-324.7381	0	3544.1881	1.217E-06	-5456.8849
SXD	LinRespSpec	Max		206.0373	10.0092	0	108.9004	2196.551	1947.5382
SYD	LinRespSpec	Max		10.0092	186.0198	0	1991.6832	108.1838	3098.2066

Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

En la memoria de cálculo se colocará el peso total de la estructura, incluyendo los cortantes basales estáticos y dinámicos en ambos sentidos x e y para su respectiva verificación.

4.5.7 Participación de masas

Figura 15

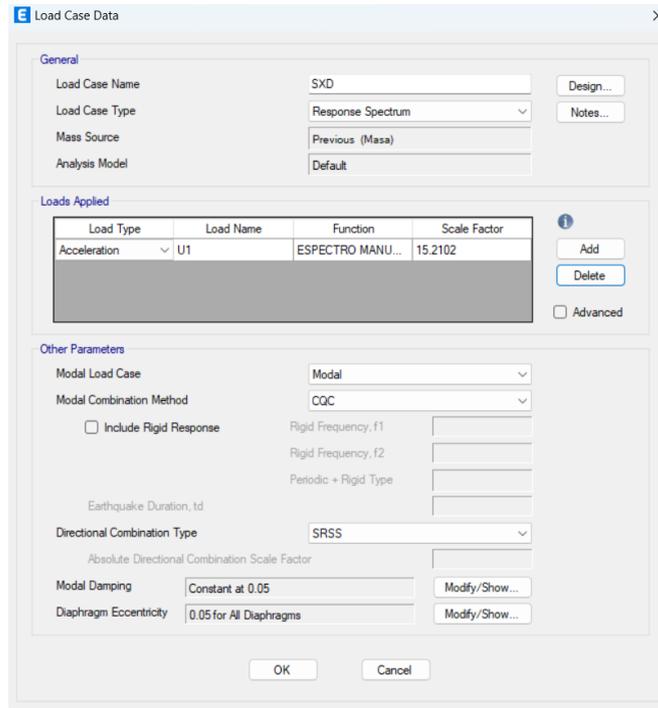
Periodo de la estructura

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	0.576	0.7312	0.0069	0	0.7312	0.0069	0	0.0028
Modal	2	0.554	0.0085	0.629	0	0.7397	0.6359	0	0.259
Modal	3	0.466	4.89E-05	0.0927	0	0.7398	0.7286	0	0.033
Modal	4	0.19	0.0057	0.1347	0	0.7455	0.8633	0	0.3841
Modal	5	0.188	0.1463	0.0057	0	0.8917	0.869	0	0.0166
Modal	6	0.161	4.733E-05	0.0274	0	0.8918	0.8964	0	0.0921
Modal	7	0.121	0.0371	0.0001	0	0.9289	0.8965	0	0.0002
Modal	8	0.12	0.0003	0.0241	0	0.9292	0.9207	0	0.0309
Modal	9	0.096	2.499E-05	0.0242	0	0.9292	0.9449	0	0.0351
Modal	10	0.088	0.0014	0.0112	0	0.9306	0.9581	0	0.0291
Modal	11	0.083	0.0424	0.0011	0	0.973	0.9572	0	0.0027
Modal	12	0.077	4.674E-06	0.0076	0	0.973	0.9648	0	0.018

Nota: Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

Figura 16

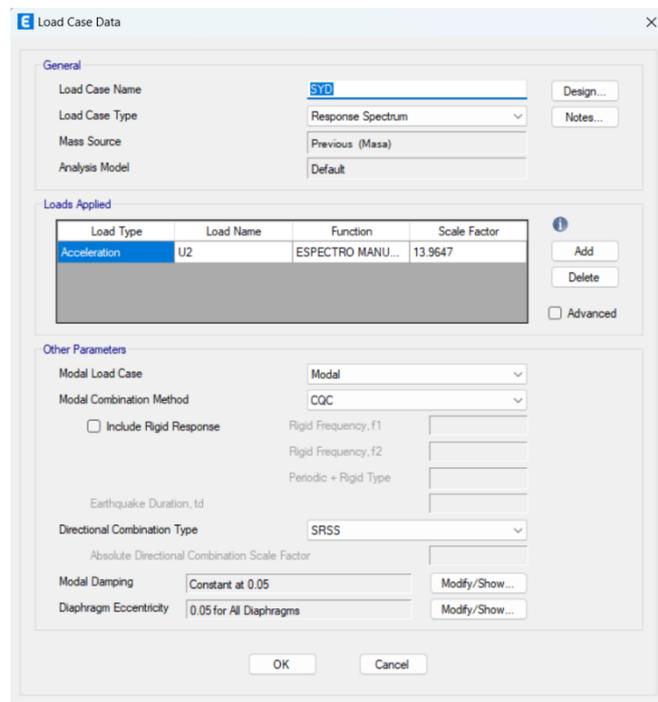
Corrección de aceleración en sentido x



Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

Figura 17

Corrección de aceleración en sentido “y”



Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

En la **Figura 16** y **Figura 17** se muestra el factor de escala de aceleración ya corregida para alcanzar al menos un 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares). Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

Figura 18

Periodo de la estructura corregido

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal 1	1	0.564	0.6511	0.0005	0	0.6511	0.0005	0	0.0002
Modal 2	2	0.559	0.0003	0.7283	0	0.6514	0.7288	0	0.2963
Modal 3	3	0.495	0.0399	0.0004	0	0.6914	0.7291	0	0.0002
Modal 4	4	0.191	0.0001	0.1684	0	0.6914	0.8976	0	0.4914
Modal 5	5	0.172	0.0284	0.0007	0	0.7198	0.8983	0	0.002
Modal 6	6	0.163	0.1264	1.049E-05	0	0.8463	0.8983	0	2.608E-05
Modal 7	7	0.12	0.0001	0.0254	0	0.8463	0.9237	0	0.0316
Modal 8	8	0.108	0.0462	0.0003	0	0.8925	0.9239	0	0.0004
Modal 9	9	0.099	0.0002	0.0239	0	0.8928	0.9478	0	0.0356
Modal 10	10	0.086	4.641E-06	0.0185	0	0.8928	0.9663	0	0.0451
Modal 11	11	0.08	0	0.0071	0	0.8928	0.9735	0	0.021
Modal 12	12	0.063	0.0715	0	0	0.9642	0.9735	0	0

Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

Tabla 20

Periodo fundamental de vibración

Modo	Periodo (seg)
Modal 1	0.564
Modal 2	0.559
Modal 3	0.495
Modal 4	0.191
Modal 5	0.172
Modal 6	0.163
Modal 7	0.12
Modal 8	0.108
Modal 9	0.099
Modal 10	0.086
Modal 11	0.08
Modal 12	0.063

Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

El período obtenido a partir del análisis estructural con las secciones optimizadas se encuentra dentro del rango del período teórico, lo que indica que la estructura tiene un comportamiento adecuado.

Tabla 21

Participación de masas en "x"

Modal participación de masas		
Modo	SumUX	Comentario
Modal 1	0.6511	No cumple
Modal 2	0.6514	No cumple
Modal 3	0.6914	No cumple
Modal 4	0.6914	No cumple
Modal 5	0.7198	No cumple
Modal 6	0.8463	No cumple
Modal 7	0.8463	No cumple
Modal 8	0.8925	No cumple
Modal 9	0.8928	No cumple
Modal 10	0.8928	No cumple
Modal 11	0.8928	No cumple
Modal 12	0.9642	Cumple

Fuente: Los autores a través de ETABS (2021)

Tabla 22

Participación de masas en "y"

Modal participación de masas		
Modo	SumUY	Comentario
Modal 1	0.0005	No cumple
Modal 2	0.7288	No cumple
Modal 3	0.7291	No cumple
Modal 4	0.8976	No cumple
Modal 5	0.8983	No cumple
Modal 6	0.8983	No cumple
Modal 7	0.9237	Cumple
Modal 8	0.9239	Cumple
Modal 9	0.9478	Cumple
Modal 10	0.9663	Cumple
Modal 11	0.9735	Cumple
Modal 12	0.9735	Cumple

Fuente: Los autores a través de ETABS (2021)

La participación de masas de la estructura acumula más del 90% en el duodécimo modal en sentido X y más del 90% en el séptimo modal en sentido Y, cumpliendo así con lo que detalla la NEC-SE-DS 2015 sección 6.2.2.

4.5.8 Coeficiente Irregularidad en Planta

Tabla 23

Coeficiente de irregularidad en planta y porcentaje de torsión.

Modo	UX	UY	RZ	% Torsion		ΦP	
Modal 1	0.6511	0.0005	0.0369	5.667%	OK	0.99	Ok
Modal 2	0.0003	0.7283	0.0005	0.069%		1.04	
Modal 3	0.0399	0.0004	0.6756				
Modal 4	0.0001	0.1684	0.0004				
Modal 5	0.0284	0.0007	0.16				
Modal 6	0.1264	0.00001049	0.0294				
Modal 7	0.0001	0.0254	0.0029				
Modal 8	0.0462	0.0003	0				
Modal 9	0.0002	0.0239	0.0105				
Modal 10	4.641E-06	0.0185	0.0265				
Modal 11	0	0.0071	0.0263				
Modal 12	0.0715	0	5.946E-06				

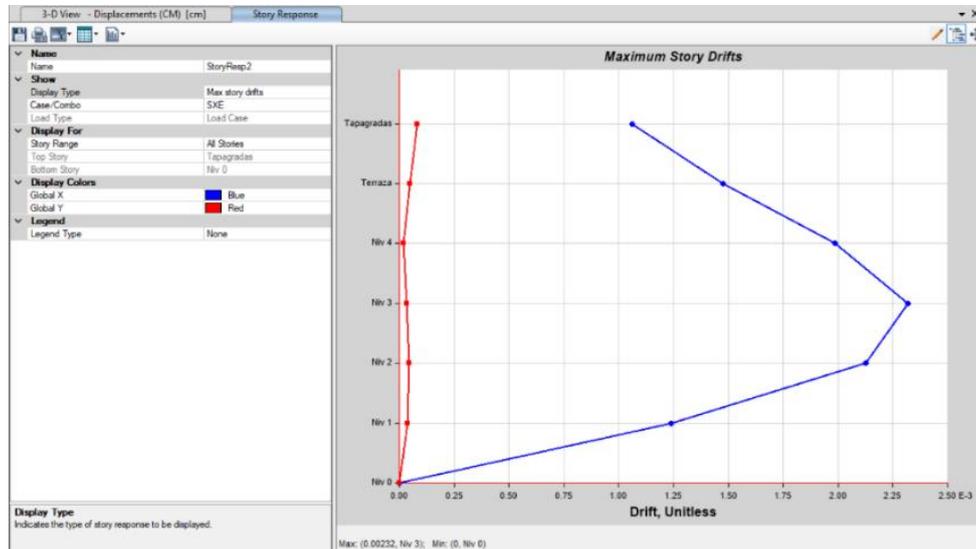
Fuente: Los autores a través de ETABS (2021)

El control de la torsión máxima relativa se realizó con la formula $\%Torsión = \frac{RZ}{\max(UX:UY)}$. La estructura presenta un máximo de torsión relativa de 5%, por debajo de 30% de torsión permisible. Mientras que, el coeficiente de irregularidad en planta se determinó con la formula $\Phi p = 1.05 - \frac{RZ}{\sqrt{(UX^2+UY^2)}}$. La estructura presenta un Φp máximo de 1.04 y mínimo de 0.99 lo cual nos indica que la estructura no necesita ser rediseñada.

4.5.9 Control de derivas de piso

Figura 19

Deriva estática máxima en sentido "x".



Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

Tabla 24

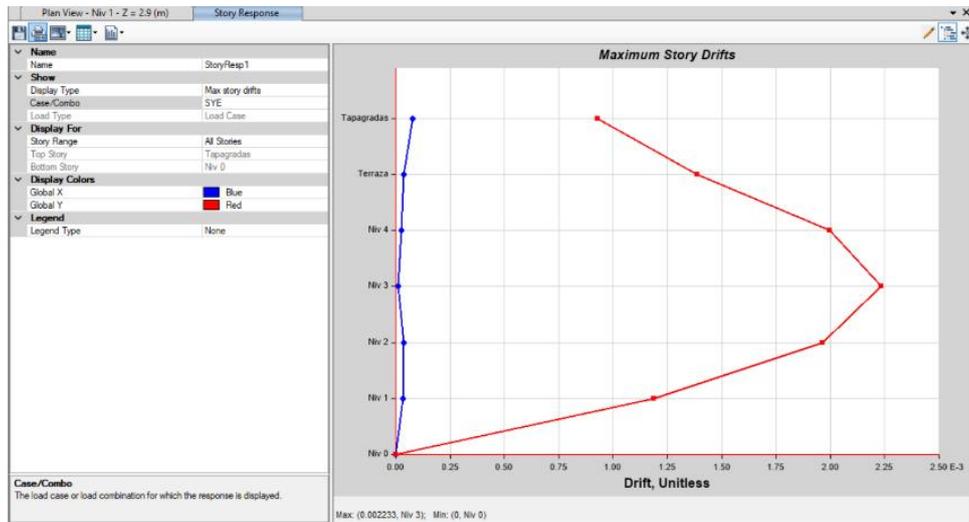
Derivas de piso estático en sentido "x"

Piso	Patrón de carga	Δ_e	$\Delta_{m\acute{a}x}$	Comentario
Tapagradas	SXE	0.127%	0.762%	Cumple
Terraza	SXE	0.188%	1.127%	Cumple
Nivel 4	SXE	0.220%	1.317%	Cumple
Nivel 3	SXE	0.231%	1.388%	Cumple
Nivel 2	SXE	0.197%	1.181%	Cumple
Nivel 1	SXE	0.092%	0.551%	Cumple
Nivel 0	SXE	0.000%	0.000%	Cumple

Fuente: Los autores a través de ETABS (2021)

Figura 20

Deriva estática máxima en sentido “y”



Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

Tabla 25

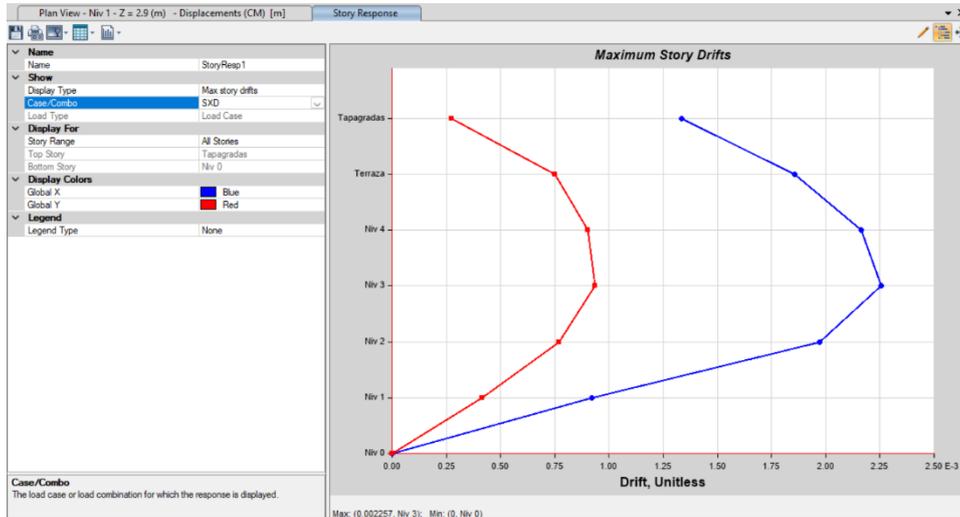
Derivas de piso estáticas en sentido "y".

Piso	Patrón de carga	Δe	$\Delta máx$	Comentario
Tapagradas	SYE	0.093%	0.556%	Cumple
Terraza	SYE	0.139%	0.833%	Cumple
Nivel 4	SYE	0.200%	1.198%	Cumple
Nivel 3	SYE	0.223%	1.340%	Cumple
Nivel 2	SYE	0.197%	1.180%	Cumple
Nivel 1	SYE	0.119%	0.712%	Cumple
Nivel 0	SYE	0.000%	0.000%	Cumple

Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

Figura 21

Deriva dinámica máxima en sentido "x"



Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

Tabla 26

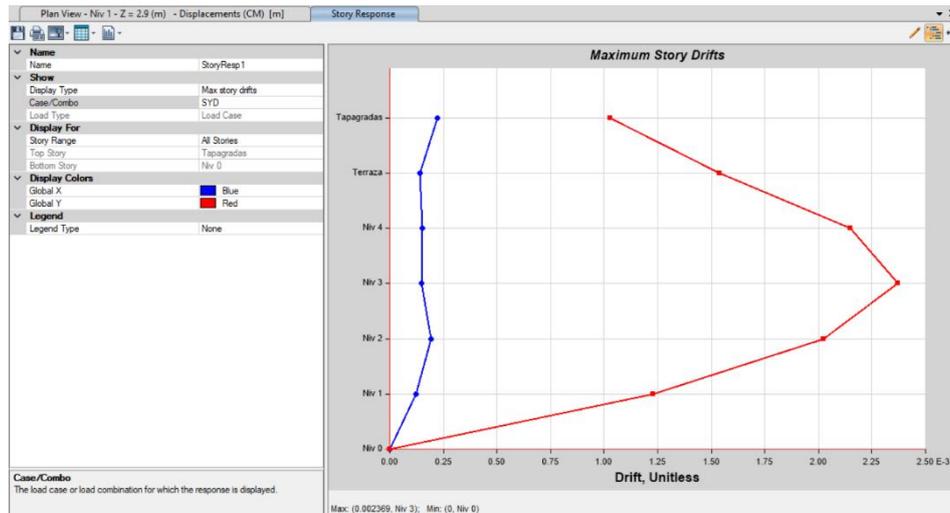
Derivas de piso dinámico en sentido "x"

Piso	Patrón de carga	Δe	$\Delta máx$	Comentario
Tapagradas	SXD	0.133%	0.800%	Cumple
Terraza	SXD	0.186%	1.113%	Cumple
Nivel 4	SXD	0.216%	1.298%	Cumple
Nivel 3	SXD	0.226%	1.354%	Cumple
Nivel 2	SXD	0.197%	1.182%	Cumple
Nivel 1	SXD	0.092%	0.553%	Cumple
Nivel 0	SXD	0.000%	0.000%	Cumple

Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

Figura 22

Deriva dinámica máxima en sentido "y"



Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

Tabla 27

Derivas de piso dinámicas en sentido "y"

Piso	Patrón de carga	Δe	$\Delta m_{\text{máx}}$	Comentario
Tapagradas	SYD	0.103%	0.617%	Cumple
Terraza	SYD	0.154%	0.923%	Cumple
Nivel 4	SYD	0.215%	1.288%	Cumple
Nivel 3	SYD	0.237%	1.421%	Cumple
Nivel 2	SYD	0.202%	1.214%	Cumple
Nivel 1	SYD	0.123%	0.737%	Cumple
Nivel 0	SYD	0.000%	0.000%	Cumple

Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

El control de deriva de piso se realizó con la fórmula $\Delta I = 0.75 \times \Delta E \times R$, consiguiendo valores de deriva inelástica menores a 0.02, de tal manera que la estructura cumple con lo que se detalla en NEC-SE-DS 2015 sección 4.2.2.

4.5.10 Índice de estabilidad Qi

Tabla 28

Índice de estabilidad Q26

Índice de estabilidad					
NIV	P (Tn)	Desplazamiento (cm)	V piso (Tn)	Hi (cm)	Qi
6	71.696	3.031235	-24.8939	290	0.0301
5	461.2195	2.667656	-120.1717	290	0.0353
4	847.8954	2.128287	-201.4837	290	0.0309
3	1232.0376	1.493658	-262.0779	290	0.0242
2	1723.1941	0.833887	-312.9551	290	0.0158
1	2321.6341	0.265634	-343.9935	290	0.0062
				Qi	0.0353

Nota: En la siguiente tabla se presenta la suma de la carga vertical total sin mayorar “P”, el desplazamiento calculado en el centro de masas del piso “Desplazamiento”, el cortante sísmico del piso “V” y la altura del piso (Hi). Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

El mayor de los valores del coeficiente de estabilidad (Qi) es menor que 0.3 por lo tanto la estructura es potencialmente estable y cumple con todos los requisitos de diseño sismo resistente establecidos en las normativas de diseño en hormigón armado como se detalla en NEC-SE-DS 2015 sección 6.3.8 .

4.6 Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda y con muros estructurales de hormigón armado

4.6.1 Propiedades mecánicas de los elementos estructurales

4.6.1.1 Hormigón armado

Tabla 29

Propiedades mecánicas del hormigón armado

Propiedad	Simbología	Valor	Unidad
Resistencia a la compresión	f _c	280	kgf/cm ²
Peso específico	γ	2400	kgf/m ³
Masa por unidad de volumen	m	0.000002	kgf*s ² /cm ⁴
Módulo de elasticidad	E	252671.328	kgf/cm ²
Coefficiente de Poisson	U	0.2	-
Coefficiente de dilatación térmica	A	0.0000099	1/C
Módulo de corte	G	105279	kgf/cm ²

Elaborado por: Los Autores

4.6.1.2 Acero estructural

Tabla 30

Propiedades mecánicas del acero estructural

Propiedad	Simbología	Valor	Unidad
Esfuerzo de fluencia	f _y	4200	kgf/cm ²
Peso específico	γ	7850	kgf/m ³
Coefficiente de dilatación térmica	A	0.0000117	1/C
Resistencia última	f _u	5600	kgf/cm ²
Resistencia de producción esperada	f _{ye}	4600	kgf/cm ²
Resistencia a la tracción esperada	f _{ue}	6100	kgf/cm ²

Nota: Se colocará un recubrimiento de 3 cm en todos los elementos estructurales.

Elaborado por: Los autores

4.6.2 Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales de Hormigón

Armado

Una vez cuantificadas las cargas en cada piso de las estructuras, procederemos a calcular las dimensiones iniciales de los elementos estructurales del edificio que se analizarán en nuestra investigación basados en el código ACI-319-19 capítulos 8, 9, 10,

Tabla 31

Dimensiones de elementos estructurales

Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales			
Tipos	Base	Altura	Unidad
Columna central	65	65	cm
Columna de borde	40	45	cm
Viga central	100	25	cm
Viga de borde	60	25	cm

Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales		
Tipos	Espesor	Unidad
Losa	30	cm
Losa de escalera	17.5	cm
Diafragmas	30	cm

Nota: Se tomó en cuenta un factor de amplificación de sismo de 1.3 en el prediseño de las secciones antes presentadas, para obtener resultados más conservadores. Elaborado por: Los Autores

4.6.3 Determinación de parámetros sísmicos

Tabla 32

Parámetros para los efectos sísmicos

Zonificación Sísmica	Factor de zona (Z)	Tipo de Suelo
V	0.4	D

Fuente: NEC-SE-DS 2015 en la Sección 3.1.1

Tabla 33*Coefficientes de perfil de suelo*

Factor de sitio (Fa)	Factor de sitio (Fd)	Factor de comportamiento inelástico suelo (Fs)
1.2	1.19	1.28

Fuente: NEC-SE-DS 2015 en la sección 3.2.2

Tabla 34*Factores de irregularidad del edificio*

Factor de irregularidad en planta (\emptyset_p)	0.9	Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de irregularidad en elevación (\emptyset_e)	0.9	Tabla 14, Sec.5.2.3

Fuente: NEC-SE-DS 2015 en las secciones 5.2.1 y 5.2.2.

Tabla 35*Factores del espectro de diseño*

Factor de importancia (I)	1	Viviendas unifamiliares
Factor de reducción de resistencia sísmica (R)	7	Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras
Relación de amplificación espectral (n)	2.48	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

Fuente: NEC-SE-DS 2015 en la sección 6.3.

Tabla 36*Determinación del periodo natural de vibración de la estructura*

Coefficiente (Ct)	0.055	Con muros estructurales ni diagonales rigidizadoras (H.A.)
Altura total del edificio (hn)	17.4	m
Coefficiente para el cálculo de periodo (α)	0.75	s.u

Fuente: NEC-SE-DS 2015 en la sección 6.3.

4.6.4 Determinación de espectro de diseño para análisis dinámico**Tabla 37**

Valores de espectro elástico y espectro inelástico

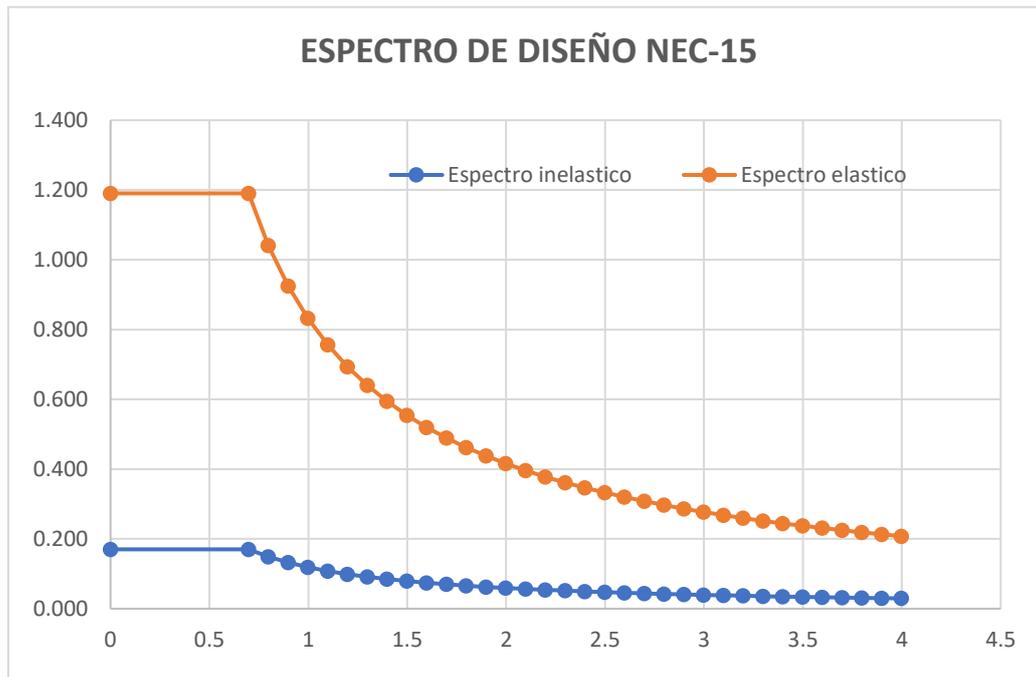
TIEMPO	ESP ELASTICO	ESP. INELASTICO
Ta	Sa	Sa/R
0.00	1.190	0.170
0.70	1.190	0.170
0.80	1.041	0.149
0.90	0.925	0.132
1.00	0.833	0.119
1.10	0.757	0.108
1.20	0.694	0.099
1.30	0.640	0.091
1.40	0.594	0.085
1.50	0.555	0.079
1.60	0.520	0.074
1.70	0.489	0.070
1.80	0.462	0.066
1.90	0.438	0.063
2.00	0.416	0.059
2.10	0.396	0.057
2.20	0.378	0.054
2.30	0.362	0.052
2.40	0.347	0.050
2.50	0.333	0.048
2.60	0.320	0.046
2.70	0.308	0.044
2.80	0.297	0.042
2.90	0.287	0.041
3.00	0.277	0.040
3.10	0.268	0.038
3.20	0.260	0.037
3.30	0.252	0.036
3.40	0.245	0.035
3.50	0.238	0.034
3.60	0.231	0.033
3.70	0.225	0.032
3.80	0.219	0.031
3.90	0.213	0.030
4.00	0.208	0.030

Nota: En la tabla se observan los valores utilizados para generar el espectro elástico de diseño y el espectro de diseño inelástico para el modelado del edificio con vigas descolgadas. Elaborado por: Los autores.

Una vez obtenidos los valores anteriormente descritos en la tabla 36, podemos observar en la figura 12 el diagrama que describe las aceleraciones que podrían presentarse debido a un sismo en el sitio. El espectro presentado es el que se utilizó para evaluar el comportamiento el edificio de estudio a través del software ETABS.

Figura 23

Espectro de diseño (ETABS)



Nota: En el gráfico se puede observar el espectro de diseño elástico de color naranja y el espectro inelástico de color azul que fueron usados para el diseño de la estructura.

Elaborado por: Los autores.

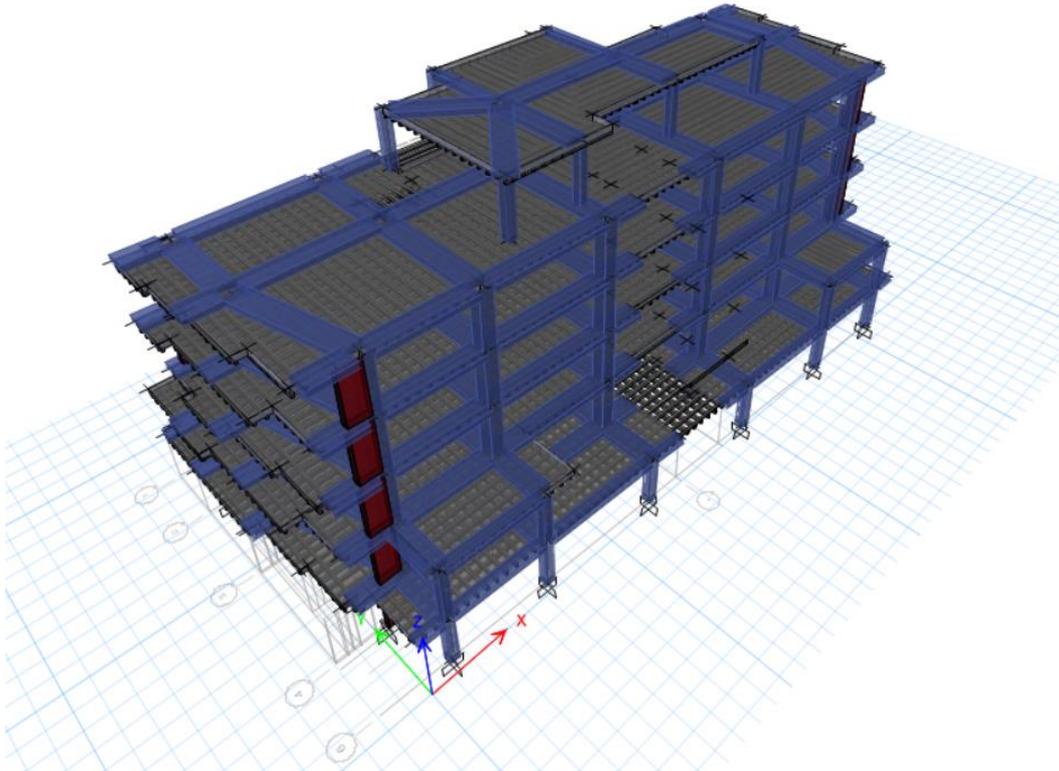
4.6.5 Modelación de la estructura

El software elegido para el diseño del edificio es altamente intuitivo, facilitando tanto

la entrada como la salida de datos. Además, se actualiza constantemente para cumplir con las normativas actuales. Para este proyecto, se utilizó una versión actualizada que incorpora el código ACI 318-19.

Figura 24

Modelado en 3D

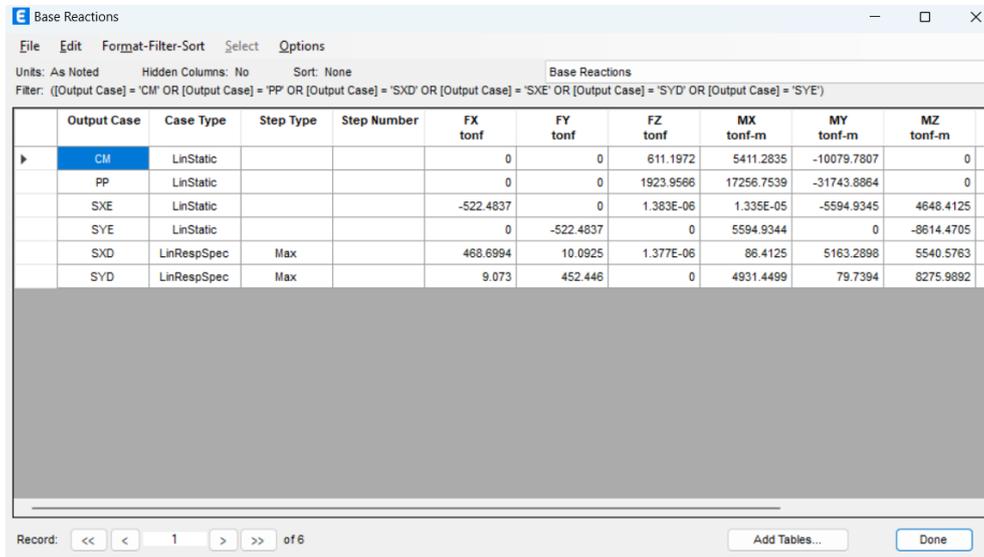


Nota: En la imagen se presenta el edificio desde la parte superior en 3D. Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

4.6.6 Peso de la estructura

Figura 25

Peso total de la estructura, cortantes basales estáticos y dinámicos en sentido x e y.



	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
▶	CM	LinStatic			0	0	611.1972	5411.2835	-10079.7807	0
	PP	LinStatic			0	0	1923.9566	17256.7539	-31743.8864	0
	SXE	LinStatic			-522.4837	0	1.383E-06	1.335E-05	-5594.9345	4648.4125
	SYE	LinStatic			0	-522.4837	0	5594.9344	0	-8614.4705
	SXD	LinRespSpec	Max		468.6994	10.0925	1.377E-06	86.4125	5163.2898	5540.5763
	SYD	LinRespSpec	Max		9.073	452.446	0	4931.4499	79.7394	8275.9892

Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

En la memoria de cálculo se colocará el peso total de la estructura, incluyendo los cortantes basales estáticos y dinámicos en ambos sentidos x e y para su respectiva verificación.

4.6.7 Participación de masas

Figura 26

Corrección de aceleración en sentido x

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO VIGAS ...	16.233

Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

Figura 27

Corrección de aceleración en sentido “y”

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESPECTRO MANU...	16.65

Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

En la figura **Figura 26** y **Figura 27** se muestra el factor de escala de aceleración ya corregida para alcanzar al menos un 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares). Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

Figura 28

Periodo de la estructura

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	0.58	0.6353	7.754E-06	0	0.6353	7.754E-06	0	1.928E-06
Modal	2	0.51	0.0003	0.6913	0	0.6356	0.6913	0	0.3308
Modal	3	0.477	0.0378	0.0046	0	0.6734	0.6959	0	0.0022
Modal	4	0.165	0.1225	0.0023	0	0.7959	0.6961	0	0.0054
Modal	5	0.16	0.0041	0.1472	0	0.8	0.8453	0	0.352
Modal	6	0.148	0.028	0.0031	0	0.828	0.8485	0	0.0071
Modal	7	0.12	8.934E-07	0.0438	0	0.828	0.8922	0	0.075
Modal	8	0.11	0.0623	3.162E-05	0	0.8903	0.8923	0	0.0001
Modal	9	0.095	1.848E-06	0.0169	0	0.8903	0.9091	0	0.024
Modal	10	0.07	0.0028	0.0045	0	0.893	0.9136	0	0.0085
Modal	11	0.067	0.0002	0.0614	0	0.8933	0.975	0	0.1272
Modal	12	0.06	0.0718	1.871E-06	0	0.965	0.975	0	6.228E-06

Nota: Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

Tabla 38

Periodo fundamental de vibración

Modo	Periodo (seg)
Modal 1	0.58
Modal 2	0.51
Modal 3	0.477
Modal 4	0.165
Modal 5	0.16
Modal 6	0.148
Modal 7	0.12
Modal 8	0.11
Modal 9	0.095
Modal 10	0.07
Modal 11	0.067
Modal 12	0.06

Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

El período obtenido a partir del análisis estructural con las secciones optimizadas se encuentra dentro del rango del período teórico, lo que indica que la estructura tiene un comportamiento adecuado.

Tabla 39

Participación de masas en "x"

Modal participación de masas		
Modo	SumUX	Comentario
Modal 1	0.6353	No cumple
Modal 2	0.6356	No cumple
Modal 3	0.6734	No cumple
Modal 4	0.7959	No cumple
Modal 5	0.8	No cumple
Modal 6	0.828	No cumple
Modal 7	0.828	No cumple
Modal 8	0.8903	No cumple
Modal 9	0.8903	No cumple
Modal 10	0.893	No cumple
Modal 11	0.8933	No cumple
Modal 12	0.965	Cumple

Fuente: Los autores a través de ETABS (2021)

Tabla 40

Participación de masas en "y"

Modal participación de masas		
Modo	SumUY	Comentario
Modal 1	7.75E-06	No cumple
Modal 2	0.6913	No cumple
Modal 3	0.6959	No cumple
Modal 4	0.6981	No cumple
Modal 5	0.8453	No cumple
Modal 6	0.8485	No cumple
Modal 7	0.8922	No cumple
Modal 8	0.8923	No cumple
Modal 9	0.9091	Cumple
Modal 10	0.9136	Cumple
Modal 11	0.975	Cumple
Modal 12	0.975	Cumple

Fuente: Los autores a través de ETABS (2021)

La participación de masas de la estructura acumula más del 90% en el duodécimo modal en sentido X y más del 90% en el noveno modal en sentido Y, cumpliendo así con lo que detalla la NEC-SE-DS 2015 sección 6.2.2.

4.6.8 Coeficiente Irregularidad en Planta

Tabla 41

Coeficiente de irregularidad en planta y porcentaje de torsión.

Modo	UX	UY	RZ	% Torsion		Φ_P	
Modal 1	0.6353	7.75E-06	0.0373	5.871%	OK	0.99129	Ok
Modal 2	0.0003	0.6913	0.0042	0.608%		1.04392	
Modal 3	0.0378	0.0046	0.6482				
Modal 4	0.1225	0.0023	0.0424				
Modal 5	0.0041	0.1472	1.07E-06				
Modal 6	0.028	0.0031	0.15				
Modal 7	8.93E-07	0.0438	0.0091				
Modal 8	0.0623	3.16E-05	0.0005				
Modal 9	1.85E-06	0.0169	0.01				
Modal 10	0.0028	0.0045	0.0611				
Modal 11	0.0002	0.0614	0.0027				
Modal 12	0.0718	1.87E-06	0.0032				

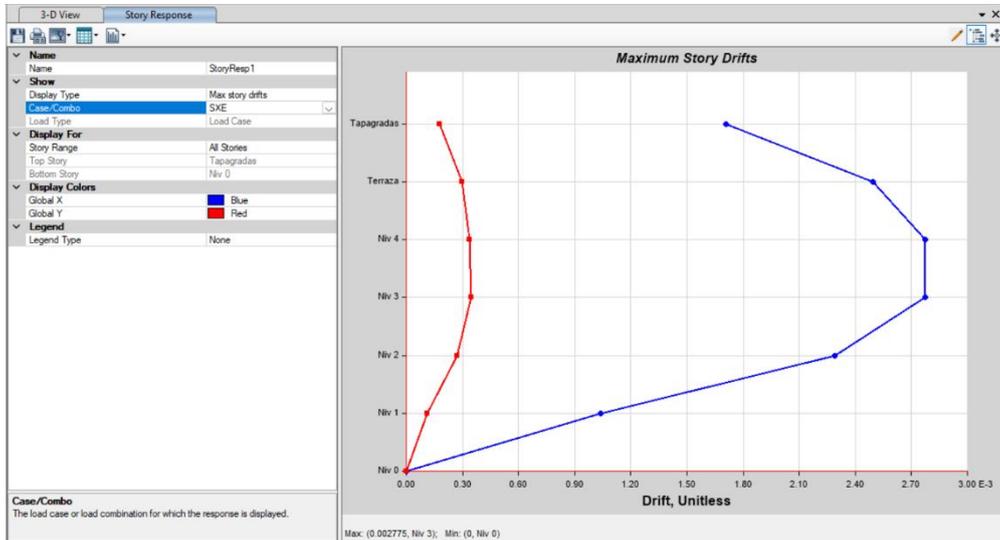
Fuente: Los autores a través de ETABS (2021)

El control de la torsión máxima relativa se realizó con la formula $\%Torsión = \frac{RZ}{\max(UX:UY)}$. La estructura presenta un máximo de torsión relativa de 5%, por debajo de 30% de torsión permisible. Mientras que, el coeficiente de irregularidad en planta se determinó con la formula $\Phi_p = 1.05 - \frac{RZ}{\sqrt{(UX^2 + UY^2)}}$. La estructura presenta un Φ_p máximo de 1.04 y mínimo de 0.99 lo cual nos indica que la estructura no necesita ser rediseñada.

4.6.9 Control de derivas de piso

Figura 29

Deriva estática máxima en sentido "x"



Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

Tabla 42

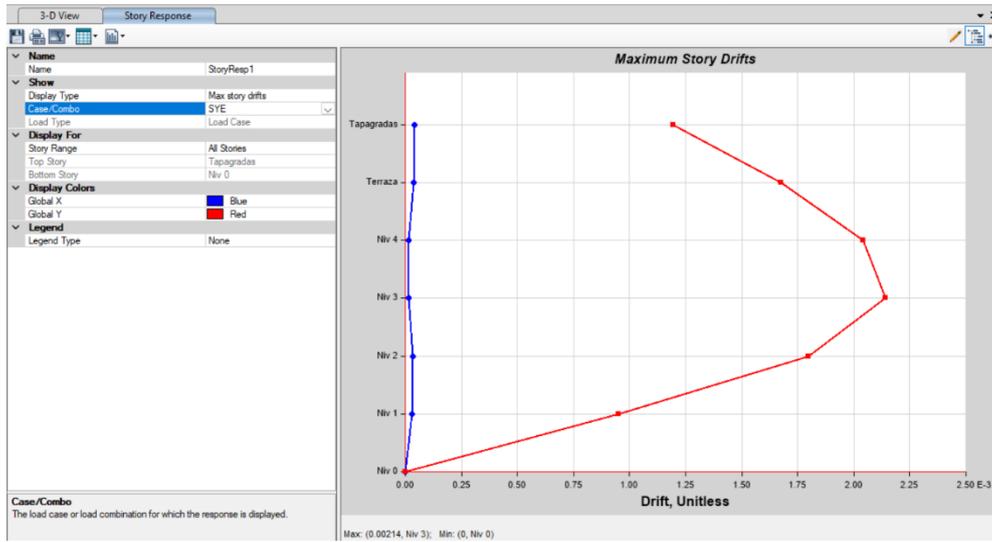
Derivas de piso estáticas en sentido "x".

Piso	Patrón de carga	Δe	$\Delta m_{\text{máx}}$	Comentario
Tapagradas	SXE	0.171%	0.898%	Cumple
Terraza	SXE	0.250%	1.310%	Cumple
Nivel 4	SXE	0.277%	1.455%	Cumple
Nivel 3	SXE	0.278%	1.457%	Cumple
Nivel 2	SXE	0.229%	1.203%	Cumple
Nivel 1	SXE	0.104%	0.545%	Cumple
Nivel 0	SXE	0.000%	0.000%	Cumple

Fuente: Los autores a través de ETABS (2021)

Figura 30

Deriva estática máxima en sentido “y”



Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

Tabla 43

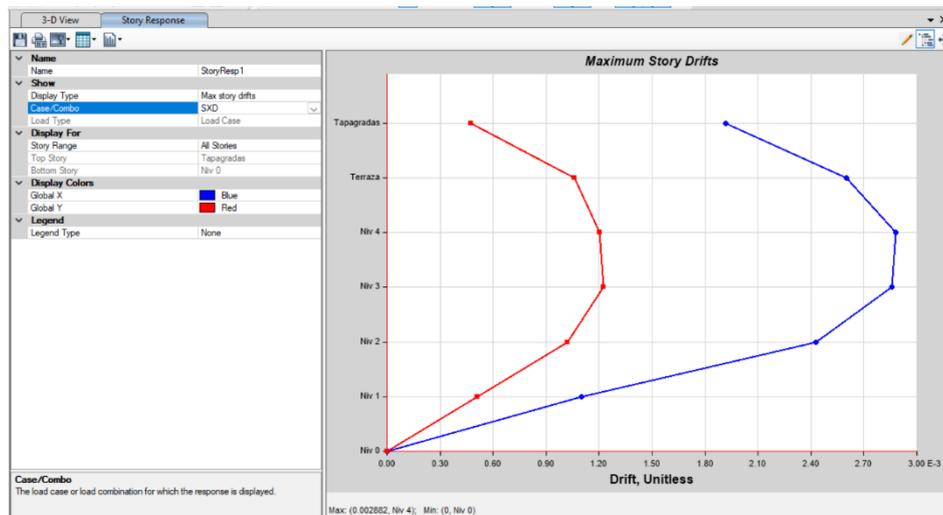
Derivas de piso estáticas en sentido "y"

Piso	Patrón de carga	Δe	$\Delta máx$	Comentario
Tapagradas	SYE	0.119%	0.627%	Cumple
Terraza	SYE	0.168%	0.879%	Cumple
Nivel 4	SYE	0.204%	1.072%	Cumple
Nivel 3	SYE	0.214%	1.124%	Cumple
Nivel 2	SYE	0.180%	0.943%	Cumple
Nivel 1	SYE	0.095%	0.499%	Cumple
Nivel 0	SYE	0.000%	0.000%	Cumple

Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

Figura 31

Deriva dinámica máxima en sentido “x”.



Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

Tabla 44

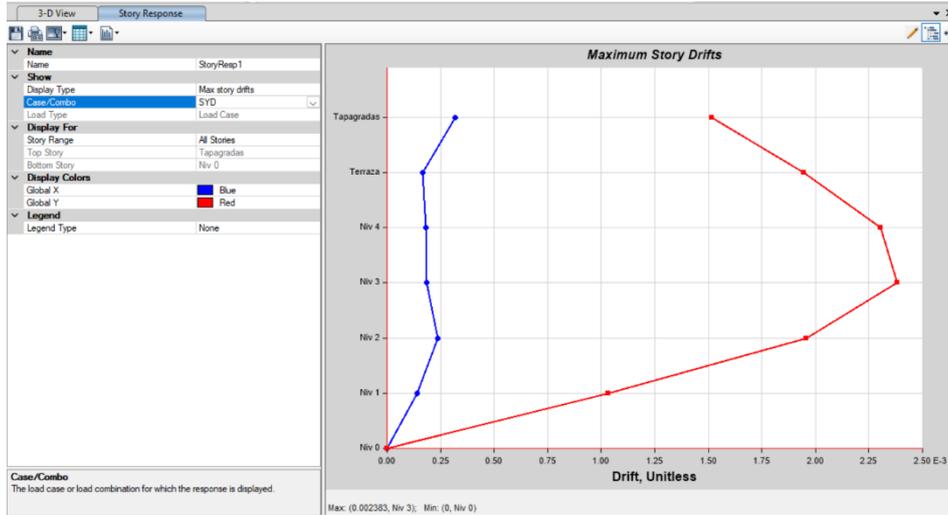
Derivas de piso dinámicas en sentido “x”.

Piso	Patrón de carga	$\Delta\epsilon$	$\Delta\text{máx}$	Comentario
Tapagradas	SXD	0.192%	1.007%	Cumple
Terraza	SXD	0.260%	1.364%	Cumple
Nivel 4	SXD	0.288%	1.513%	Cumple
Nivel 3	SXD	0.286%	1.501%	Cumple
Nivel 2	SXD	0.243%	1.274%	Cumple
Nivel 1	SXD	0.110%	0.578%	Cumple
Nivel 0	SXD	0.000%	0.000%	Cumple

Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

Figura 32

Deriva dinámica máxima en sentido “y”.



Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

Tabla 45

Derivas de piso dinámicas en sentido “y”.

Piso	Patrón de carga	Δe	$\Delta máx$	Comentario
Tapagradas	SYD	0.152%	0.795%	Cumple
Terraza	SYD	0.194%	1.020%	Cumple
Nivel 4	SYD	0.230%	1.209%	Cumple
Nivel 3	SYD	0.238%	1.251%	Cumple
Nivel 2	SYD	0.196%	1.026%	Cumple
Nivel 1	SYD	0.103%	0.542%	Cumple
Nivel 0	SYD	0.000%	0.000%	Cumple

Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

El control de deriva de piso se realizó con la fórmula $\Delta I = 0.75 \times \Delta E \times R$, consiguiendo valores de deriva inelástica menores a 0.02, de tal manera que la estructura cumple con lo que se detalla en NEC-SE-DS 2015 sección 4.2.2.

4.6.10 Índice de estabilidad Qi

Tabla 46

Índice de estabilidad Q26

Índice de estabilidad					
NIV	P (Tn)	Desplazamiento (cm)	V piso (Tn)	Hi (cm)	Q
6	100.7033	3.76833	-40.3245	290	0.0325
5	595.2207	3.274512	-184.3518	290	0.0365
4	1086.3108	2.554731	-307.364	290	0.0311
3	1574.186	1.750975	-399.0296	290	0.0238
2	2195.3124	0.964774	-475.7342	290	0.0154
1	2950.8945	0.301029	-522.4837	290	0.0059
				Qi	0.0365

Nota: En la siguiente tabla se presenta la suma de la carga vertical total sin mayorar “P”, el desplazamiento calculado en el centro de masas del piso “Desplazamiento”, el cortante sísmico del piso “V” y la altura del piso (Hi). Fuente: Los autores a través de ETABS (2021).

El mayor de los valores del coeficiente de estabilidad (Qi) es menor que 0.3 por lo tanto la estructura es potencialmente estable y cumple con todos los requisitos de diseño sismo resistente establecidos en las normativas de diseño en hormigón armado como se detalla en NEC-SE-DS 2015 sección 6.3.8 .

4.7 Volúmenes de obra

Tabla 47

Volúmenes de obra para sistema estructural dúctil con vigas descolgadas

Volúmenes de obra		
Material	Unidad	Cantidad
Hormigón en losas	m3	386.75
Hormigón en columnas f'c 280 kg/cm2	m3	89.94
Hormigón en vigas f'c 280 kg/cm2	m3	73.70
Hormigón en muros f'c 280 kg/cm2	m3	23.20
Encofrado de losas	m2	2223.99
Encofrado de columnas	m2	643.16
Encofrado de vigas	m2	749.26
Encofrado de muros	m2	229.10
Acero en columnas fy 4200 Acero longitudinal	kg	10266.87
Acero en columnas fy 4200 Acero transversal	kg	7674.26
Acero en muros fy 4200 Acero longitudinal	kg	2960.59
Acero en muros fy 4200 Acero transversal	kg	735.57
Acero en vigas fy 4200 Acero longitudinal	kg	17733.46
Acero en vigas fy 4200 Acero transversal	kg	5987.99
Acero en losas fy 4200	kg	22239.90

Elaborado por: Los autores.

Tabla 48*Volúmenes de obra para sistema estructural dúctil con vigas banda*

Volúmenes de obra		
Material	Unidad	Cantidad
Hormigón en losas	m3	546.91
Hormigón en columnas f'c 280 kg/cm2	m3	104.75
Hormigón en vigas f'c 280 kg/cm2	m3	0.00
Hormigón en muros f'c 280 kg/cm2	m3	42.63
Encofrado de losas	m2	2223.99
Encofrado de columnas	m2	689.26
Encofrado de vigas	m2	0.00
Encofrado de muros	m2	353.80
Acero en columnas fy 4200 Acero longitudinal	kg	11903.62
Acero en columnas fy 4200 Acero transversal	kg	8130.43
Acero en muros fy 4200 Acero longitudinal	kg	3700.74
Acero en muros fy 4200 Acero transversal	kg	1115.05
Acero en vigas fy 4200 Acero longitudinal	kg	23383.22
Acero en vigas fy 4200 Acero transversal	kg	10793.84
Acero en losas fy 4200	kg	22239.90

Elaborado por: Los autores.

4.8 Elaboración de precios unitarios

Tabla 49

Replanteo estructural

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO REPLANTEO ESTRUCTURAL					
Rdto Cuadrilla:	0,024	horas/unidad			UNIDAD: M2
EQUIPO					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
MANO DE OBRA					
Descripción (Categ)	Cantidad (A)	Jornal/Hr (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
M.MAYOR	1.0000	4.6500	4.6500	0.0240	0.1116
SEGUNDERO	0.0000	4.4200	0.0000	0.0000	0.0000
ALBAÑIL	0.0000	4.1900	0.0000	0.0000	0.0000
PEON	2.0000	4.1400	8.2800	0.0240	0.1987
CARPINTERO	0.0000	4.1900	0.0000	0.0000	0.0000
FIERRERO	0.0000	4.1900	0.0000	0.0000	0.0000
AUXILIAR DE TECNICO	0.0000	4.1000	0.0000	0.0000	0.0000
				SUBTOTAL N	0.3200
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
PIGMENTO CAOBA	KG	0.0055	1.4500	0.0080	
PINTURA EN SPRAY	U	0.0160	2.4100	0.0386	
				SUBTOTAL O	0.0465
OTROS					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
CO-REPLANTEO TOPOGRAFICO ESTRUCTURAL	M2	0.1500	1.0000	0.1500	
				SUBTOTAL P	0.1500
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0.5165
INDIRECTOS Y UTILIDADES				0%	0.0000
OTROS INDIRECTOS					0.0000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					0.5165
VALOR OFERTADO					0.5165

Elaborado por: Los autores.

Tabla 50*Fabricación de tableros*

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBROS: FABRICACION DE TABLEROS DE DIFERENTES MEDIDAS					
Rdto Cuadrilla:	0,1926	horas/unidad		UNIDAD: U	
EQUIPO					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
SIERRA CIRCULAR	1.0000	4.4100	4.4100	0.0770	0.3396
				SUBTOTAL M	0.3396
MANO DE OBRA					
Descripción (Categ)	Cantidad (A)	Jornal/Hr (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
M.MAYOR	1.0000	4.6500	4.6500	0.01926	0.0896
SEGUNDERO	0.0000	4.4200	0.0000	0.0000	0.0000
ALBAÑIL	0.0000	4.1900	0.0000	0.0000	0.0000
PEON	1.0000	4.1400	4.1400	0.1926	0.7974
CARPINTERO	2.0000	4.1900	8.3800	0.1926	1.6140
FIERRERO	0.0000	4.1900	0.0000	0.0000	0.0000
AUXILIAR DE TECNICO	0.0000	4.1000	0.0000	0.0000	0.0000
				SUBTOTAL N	2.5100
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
CLAVOS	KG	0.0190	1.7700	0.0336	
BROCA MADERA	U	0.0100	13.4600	0.1346	
DISCO DE SIERRA CIRCULAR 7" 1/4	U	0.0200	6.0200	0.1204	
RIEL DE EUCALIPTO	U	0.7500	1.6700	1.2525	
				SUBTOTAL O	1.5411
OTROS					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					4.3907
INDIRECTOS Y UTILIDADES				0%	0.0000
OTROS INDIRECTOS					0.0000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					4.3907
VALOR OFERTADO					4.3907

Elaborado por: Los autores.

Tabla 51*Acero de refuerzo*

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBROS: PROVISION CORTADO Y FIGURADO DE ACERO DE REFUERZO					
Rdto Cuadrilla:		0	horas/unidad		UNIDAD: KG
EQUIPO					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
SIERRA CIRCULAR	1.0000	4.4100	4.4100	0.0770	0.3396
				SUBTOTAL M	0.3396
MANO DE OBRA					
Descripción (Categ)	Cantidad (A)	Jornal/Hr (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
M.MAYOR	1.0000	4.6500	4.6500	0.0010	0.0047
SEGUNDERO	1.0000	4.4200	4.4200	0.0005	0.0022
ALBAÑIL	0.0000	4.1900	0.0000	0.0000	0.0000
PEON	0.0000	4.1400	0.0000	0.0000	0.0000
CARPINTERO	0.0000	4.1900	0.0000	0.0000	0.0000
FIERRERO	2.0000	4.1900	8.3800	0.0106	0.0888
AUXILIAR DE TECNICO	0.0000	4.1000	0.0000	0.0000	0.0000
				SUBTOTAL N	0.1000
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
DISCOS DE CORTE METAL 9"	U	0.0055	2.5000	0.0138	
ACERO DE REFUERZO	KG	1.0500	1.1000	1.1550	
				SUBTOTAL O	1.1688
OTROS					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.6083
INDIRECTOS Y UTILIDADES				0%	0.0000
OTROS INDIRECTOS					0.0000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.6083
VALOR OFERTADO					1.6083

Elaborado por: Los autores.

Tabla 52*Armado de acero de refuerzo*

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBROS: ARMADO DE ACERO DE REFUERZO					
Rdto Cuadrilla:	0	horas/unidad		UNIDAD: KG	
EQUIPO					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
MANO DE OBRA					
Descripción (Categ)	Cantidad (A)	Jornal/Hr (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
M.MAYOR	1.0000	4.6500	4.6500	0.0005	0.0023
SEGUNDERO	1.0000	4.4200	4.4200	0.0025	0.0111
ALBAÑIL	0.0000	4.1900	0.0000	0.0000	0.0000
PEON	0.0000	4.1400	0.0000	0.0000	0.0000
CARPINTERO	0.0000	4.1900	0.0000	0.0000	0.0000
FIERRERO	2.0000	4.1900	8.3800	0.0050	0.0419
AUXILIAR DE TECNICO	0.0000	4.1000	0.0000	0.0000	0.0000
				SUBTOTAL N	0.0600
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
ALAMBRE RECOCIDO	KG	0.0130	1.6600	0.0216	
				SUBTOTAL O	0.0216
OTROS					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0.0816
INDIRECTOS Y UTILIDADES				0%	0.0000
OTROS INDIRECTOS					0.0000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					0.0816
VALOR OFERTADO					0.0816

Elaborado por: Los autores.

Tabla 53*Encofrado y desencofrado en columnas*

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBROS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE COLUMNAS					
Rdto Cuadrilla:		0,1897	horas/unidad		UNIDAD: M2
EQUIPO					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
MANO DE OBRA					
Descripción (Categ)	Cantidad (A)	Jornal/Hr (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
M.MAYOR	1.0000	4.6500	4.6500	0.0189	0.0879
SEGUNDERO	0.0000	4.4200	0.0000	0.0000	0.0000
ALBAÑIL	0.0000	4.1900	0.0000	0.0000	0.0000
PEON	1.0000	4.1400	4.1400	0.1897	0.7854
CARPINTERO	3.0000	4.1900	12.5700	0.1897	2.3845
FIERRERO	0.0000	4.1900	0.0000	0.0000	0.0000
AUXILIAR DE TECNICO	0.0000	4.1000	0.0000	0.0000	0.0000
				SUBTOTAL N	3.2600
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
DESMOLDANTE (L)	L	0.1250	2.5700	0.3213	
CLAVOS	KG	0.1400	2.4300	0.3402	
RODILLO	U	0.0100	6.9800	0.0698	
ALAMBRE GALVANIZADO	KG	0.1200	2.0800	0.2496	
ALFAJIA EUCALIPTO	U	0.0200	2.2800	0.0456	
				SUBTOTAL O	1.0265
OTROS					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
EQ-AQUILER ANDAMIOS, PUNTALES Y VIGUETAS	M2	1.0000	4.0000	4.0000	
				SUBTOTAL P	4.0000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					8.2865
INDIRECTOS Y UTILIDADES				0%	0.0000
OTROS INDIRECTOS					0.0000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					8.2865
VALOR OFERTADO					8.2865

Elaborado por: Los autores.

Tabla 54*Encofrado y desencofrado en diafragmas*

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBROS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE DIAFRAGMA					
Rdto Cuadrilla:	0,1897	horas/unidad	UNIDAD: M2		
EQUIPO					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
MANO DE OBRA					
Descripción (Categ)	Cantidad (A)	Jornal/Hr (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
M.MAYOR	1.0000	4.6500	4.6500	0.0189	0.0879
SEGUNDERO	0.0000	4.4200	0.0000	0.0000	0.0000
ALBAÑIL	0.0000	4.1900	0.0000	0.0000	0.0000
PEON	1.0000	4.1400	4.1400	0.1897	0.7854
CARPINTERO	3.0000	4.1900	12.5700	0.1897	2.3845
FIERRERO	0.0000	4.1900	0.0000	0.0000	0.0000
AUXILIAR DE TECNICO	0.0000	4.1000	0.0000	0.0000	0.0000
				SUBTOTAL N	3.2600
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
DESMOLDANTE (L)	L	0.1250	2.5700	0.3213	
CLAVOS	KG	0.1400	2.4300	0.3402	
RODILLO	U	0.0100	6.9800	0.0698	
ALAMBRE GALVANIZADO	KG	0.1200	2.0800	0.2496	
ALFAJIA EUCALIPTO	U	0.0200	2.2800	0.0456	
				SUBTOTAL O	1.0265
OTROS					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
EQ-AQUILER ANDAMIOS, PUNTALES Y VIGUETAS	M2	1.0000	4.0000	4.0000	
				SUBTOTAL P	4.0000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					8.2865
INDIRECTOS Y UTILIDADES				0%	0.0000
OTROS INDIRECTOS					0.0000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					8.2865
VALOR OFERTADO					8.2865

Elaborado por: Los autores.

Tabla 55*Hormigón en columnas y diafragmas*

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBROS: HORMIGON EN COLUMNAS Y DIAFRAGMAS					
Rdto Cuadrilla:		0,7426 horas/unidad		UNIDAD: M3	
EQUIPO					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
EQ-ALQUILER O COMPRA DE VIBRADORES	1.0000	0.5500	0.5500	0.7426	0.4084
				SUBTOTAL M	0.4084
MANO DE OBRA					
Descripción (Categ)	Cantidad (A)	Jornal/Hr (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
M.MAYOR	1.0000	4.6500	4.6500	0.1485	0.6905
SEGUNDERO	1.0000	4.4200	4.4200	0.1486	0.6568
ALBAÑIL	4.0000	4.1900	16.7600	0.7426	12.4460
PEON	2.0000	4.1400	8.2800	0.7426	6.1487
CARPINTERO	0.0000	4.1900	0.0000	0.0000	0.0000
FIERRERO	0.0000	4.1900	0.0000	0.0000	0.0000
AUXILIAR DE TECNICO	0.0000	4.1000	0.0000	0.0000	0.0000
				SUBTOTAL N	19.9400
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
HORMIGON PREMEZCLADO F'C 280 KG/CM2	M3	1.0300	40.0000	41.2000	
				SUBTOTAL O	41.2000
OTROS					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					61.5484
INDIRECTOS Y UTILIDADES				0.0000	0.0000
OTROS INDIRECTOS					0.0000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					61.5484
VALOR OFERTADO					61.5484

Elaborado por: Los autores.

Tabla 56*Encofrados y desencofrados en vigas*

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBROS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS					
Rdto Cuadrilla:	0,1655	horas/unidad	UNIDAD: M2		
EQUIPO					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
MANO DE OBRA					
Descripción (Categ)	Cantidad (A)	Jornal/Hr (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
M.MAYOR	1.0000	4.6500	4.6500	0.0165	0.0767
SEGUNDERO	0.0000	4.4200	0.0000	0.0000	0.0000
ALBAÑIL	0.0000	4.1900	0.0000	0.0000	0.0000
PEON	2.0000	4.1400	8.2800	0.1655	1.3703
CARPINTERO	4.0000	4.1900	16.7600	0.1655	2.7738
FIERRERO	0.0000	4.1900	0.0000	0.0000	0.0000
AUXILIAR DE TECNICO	0.0000	4.1000	0.0000	0.0000	0.0000
				SUBTOTAL N	4.2200
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
DESMOLDANTE (L)	L	0.1250	2.5700	0.3213	
CLAVOS	KG	0.1000	1.7700	0.1770	
RODILLO	U	0.0100	6.9800	0.0698	
ALAMBRE GALVANIZADO	KG	0.1800	2.0800	0.3744	
RIEL DE EUCALIPTO	U	0.0300	1.8900	0.0567	
TRIPLEX	U	0.0500	20.0000	1.0000	
ALFAJIA EUCALIPTO	U	0.4000	2.2800	0.9120	
				SUBTOTAL O	2.9112
OTROS					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
EQ-AQUILER ANDAMIOS, PUNTALES Y VIGUETAS	M2	1.0000	8.7500	8.7500	
				SUBTOTAL P	8.7500
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					15.8812
INDIRECTOS Y UTILIDADES				0.0000	0.0000
OTROS INDIRECTOS					0.0000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					15.8812
VALOR OFERTADO					15.8812

Elaborado por: Los autores.

Tabla 57*Encofrado y desencofrado en losa*

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBROS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO LOSAS					
Rdto Cuadrilla:	0,1363	horas/unidad	UNIDAD: M2		
EQUIPO					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
MANO DE OBRA					
Descripción (Categ)	Cantidad (A)	Jornal/Hr (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
M.MAYOR	1.0000	4.6500	4.6500	0.0136	0.0632
SEGUNDERO	0.0000	4.4200	0.0000	0.0000	0.0000
ALBAÑIL	0.0000	4.1900	0.0000	0.0000	0.0000
PEON	2.0000	4.1400	8.2800	0.1363	1.1286
CARPINTERO	6.0000	4.1900	25.1400	0.1363	3.4266
FIERRERO	0.0000	4.1900	0.0000	0.0000	0.0000
AUXILIAR DE TECNICO	0.0000	4.1000	0.0000	0.0000	0.0000
				SUBTOTAL N	4.6200
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
CLAVOS	KG	0.2500	1.7700	0.4425	
BROCA MADERA 12MM	U	0.0100	4.4300	0.0443	
DISCO DE SIERRA CIRCULAR 7" 1/4	U	0.0120	6.0200	0.0722	
ALAMBRE GALVANIZADO	KG	0.0400	2.0800	0.0832	
TRIPLEX	U	0.1160	20.0000	2.3200	
TABLAS DE MONTE	U	0.0065	2.4900	0.0162	
				SUBTOTAL O	2.9784
OTROS					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
EQ-AQUILER ANDAMIOS, PUNTALES Y VIGUETAS	M2	1.0000	2.7700	2.7700	
				SUBTOTAL P	2.7700
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					10.3684
INDIRECTOS Y UTILIDADES				0%	0.0000
OTROS INDIRECTOS					0.0000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					10.3684
VALOR OFERTADO					10.3684

Elaborado por: Los autores.

Tabla 58*Cortado de alivianamiento*

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBROS: PROVISION Y CORTADO DE ALIVIANAMIENTOS					
Rdto Cuadrilla:		0,142841	horas/unidad		UNIDAD: M2
EQUIPO					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
MANO DE OBRA					
Descripción (Categ)	Cantidad (A)	Jornal/Hr (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
M.MAYOR	0.0000	4.6500	0.0000	0.0000	0.0000
SEGUNDERO	1.0000	4.4200	4.4200	0.0071	0.0316
ALBAÑIL	1.0000	4.1900	4.1900	0.1428	0.5985
PEON	0.0000	4.1400	0.0000	0.0000	0.0000
CARPINTERO	0.0000	4.1900	0.0000	0.0000	0.0000
FIERRERO	0.0000	4.1900	0.0000	0.0000	0.0000
AUXILIAR DE TECNICO	0.0000	4.1000	0.0000	0.0000	0.0000
				SUBTOTAL N	0.6400
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
ESPUMA FLEX PLANCHA 40x40x25 cm	U	0.0500	20.7000	1.0350	
				SUBTOTAL O	1.0350
OTROS					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.6750
INDIRECTOS Y UTILIDADES				0.0000	0.0000
OTROS INDIRECTOS					0.0000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.6750
VALOR OFERTADO					1.6750

Elaborado por: Los autores.

Tabla 59*Hormigón en losas y vigas*

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBROS: HORMIGON EN LOSAS Y VIGAS					
Rdto Cuadrilla:		0,2794	horas/unidad	UNIDAD: M3	
EQUIPO					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
EQ-ALQUILER O COMPRA DE VIBRADORES	1.0000	0.5500	0.5500	2.7940	1.5367
HERRAMIENTA MENOR	1.0000	1.0000	1.0000	0.0331	0.0331
SUBTOTAL M					1.5698
MANO DE OBRA					
Descripción (Categ)	Cantidad (A)	Jornal/Hr (B)	Costo Hora (C=A*B)	Rendimiento (R)	Costo (D=C*R)
M.MAYOR	1.0000	4.6500	4.6500	0.0279	0.1297
SEGUNDERO	1.0000	4.4200	4.4200	0.0139	0.0614
ALBAÑIL	6.0000	4.1900	25.1400	0.2794	7.0241
PEON	2.0000	4.1400	8.2800	0.2794	2.3134
CARPINTERO	3.0000	4.1900	12.5700	0.2794	3.5121
FIERRERO	3.0000	4.1900	12.5700	0.2794	3.5121
AUXILIAR DE TECNICO	0.0000	4.1000	0.0000	0.0000	0.0000
SUBTOTAL N					16.5600
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
PEGANTES	L	0.0019	58.6900	0.1115	
HORMIGON PREMEZCLADO F'C 280 KG/CM2	M3	1.0400	40.0000	41.6000	
CODALES DE ALUMINIO	U	0.0038	37.7700	0.1435	
SUBTOTAL O					41.8550
OTROS					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Precio Unit. (B)	Costo (C=A*B)	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					59.9848
INDIRECTOS Y UTILIDADES				0%	0.0000
OTROS INDIRECTOS					0.0000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					59.9848
VALOR OFERTADO					59.9848

Elaborado por: Los autores.

4.9 Presupuesto de las estructuras

Tabla 60

Comparación de presupuestos

Rubro	Unidad	Sistema estructural dúctil con vigas descolgadas	Sistema estructural dúctil con vigas banda	Diferencia de presupuestos
Replanteo estructural	m2	\$ 1,148.77	\$ 1,148.77	0.00
Fabricación de tableros de diferentes medidas	u	\$ 8,135.97	\$ 8,135.97	0.00
Provisión cortado y figurado de acero de refuerzo	kg	\$ 108,720.25	\$ 130,703.03	21982.78
Armado de acero de refuerzo	kg	\$ 5,514.70	\$ 6,629.75	1115.05
Encofrado y desencofrado de columnas	m2	\$ 5,329.47	\$ 5,711.52	382.05
Encofrado y desencofrado de muros	m2	\$ 1,898.43	\$ 2,931.75	1033.32
Hormigón en columnas y muros	m3	\$ 6,963.65	\$ 9,071.25	2107.60
Encofrado y desencofrado de vigas	m2	\$ 11,899.09	\$ -	-11899.09
Encofrado y desencofrado de losas	m2	\$ 23,059.27	\$ 23,059.27	0.00
Provisión y cortado de alivianamiento	m2	\$ 3,725.18	\$ 3,725.18	0.00
Hormigón en losas y vigas	m3	\$ 27,619.88	\$ 32,806.25	5186.37
		\$ 204,014.66	\$ 223,922.73	19908.07

Elaborado por: Los autores.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS COMPARATIVO

5.1 Análisis comparativo por la incidencia del factor R

El factor de reducción de resistencia sísmica R es un parámetro clave en el diseño sísmico de estructuras, ya que representa la capacidad de una estructura para disipar energía a través de deformaciones inelásticas. Cambiar el valor de R puede tener varios efectos importantes en el comportamiento y diseño de una estructura:

Resistencia requerida: Un valor más bajo de R implica que la estructura debe ser diseñada para soportar fuerzas sísmicas mayores, aumentando la resistencia requerida de los elementos estructurales. Por el contrario, un valor más alto de R permite diseñar la estructura para fuerzas sísmicas menores, ya que se asume que la estructura tiene una mayor capacidad de disipar energía a través de deformaciones inelásticas.

Ductilidad: Al reducir R, se asume que la estructura tendrá una menor capacidad de deformarse plásticamente sin fallar, lo que generalmente se traduce en un diseño más conservador y menos flexible. Aumentar R implica que la estructura debe ser capaz de deformarse más sin colapsar, requiriendo un diseño que permita mayor ductilidad.

Costos de construcción: Un valor más bajo de R generalmente resulta en una estructura más robusta, con secciones de elementos estructurales más grandes y, por lo tanto, mayores costos de material y construcción. Un valor más alto de R puede reducir estos costos al permitir un diseño menos robusto, pero esto debe equilibrarse con la necesidad de asegurar un comportamiento adecuado bajo cargas sísmicas.

Desempeño sísmico: Cambiar R afecta directamente el desempeño sísmico de la estructura. Un R menor puede resultar en una estructura con menor daño durante un sismo, ya que está diseñada para fuerzas sísmicas mayores. Sin embargo, también puede resultar en una estructura más rígida y menos eficiente en la disipación de energía. Un R mayor puede permitir

mayor daño controlado y deformaciones inelásticas, pero requiere un diseño cuidadoso para evitar el colapso.

Revisiones de código y normativas: El valor de R está regulado por códigos y normativas de construcción que reflejan la experiencia y la investigación en ingeniería sísmica. Cambiar R puede requerir reevaluar el cumplimiento con estas normativas, lo que puede implicar revisiones adicionales en el proceso de diseño.

En resumen, cambiar el factor de reducción de resistencia sísmica R tiene implicaciones significativas en la resistencia, ductilidad, costos de construcción y desempeño sísmico de una estructura. Por lo tanto, es crucial considerar estos factores cuidadosamente durante el proceso de diseño.

5.2 Discusión de resultados

En base los resultados obtenidos mediante los diferentes análisis realizados se determinó que en cuanto al factor económico la estructura del modelo 2 (sistema estructural dúctil con vigas banda y muros de corte) es más costosa debido a que por el modelo de las vigas, la estructura proporciona una menor resistencia siendo así más vulnerable frente fallas estructurales por ese motivo se opta por aumentar las secciones de la estructura como columnas ,muros y losas para de esta manera alcanzar una mayor rigidez, por otro lado la estructura del modelo 1 (sistema estructural dúctil con vigas descolgadas) al contar con más rigidez y tener una mayor resistencia al soportar de mejor manera las cargas nos permite conseguir secciones mucho más económicas, consistentes y edificases.

CONCLUSIONES

La etapa de configuración estructural para las dos edificaciones de hormigón armado tanto como para pórticos especiales sismorresistentes de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón y para pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda y con muros estructurales de hormigón armado están realizadas en el programa computacional Etabs v.21, que permitió la obtención de una estructura eficiente que cumpla con el correcto desempeño ante el sismo de diseño para ambas estructuras.

Al calcular los volúmenes de obra se pudo determinar que existe una variación considerable tanto de materiales debido a que por el diferente modelo estructural se utilizó distinto factor de resistencia sísmica R para cada uno de los modelos, lo que se traduce a un incremento de las secciones por lo tanto se eleva el consumo de los materiales de un modelo a otro.

Con los datos obtenidos del análisis de los precios unitarios se determinó que la estructura del modelo 1 tuvo como resultado un costo aproximado de \$204,014.66 y el modelo 2 un costo aproximado de \$223,922.73, tal manera se concluye que la estructura con vigas descolgadas es mucho más eficiente, estructural y económicamente. El sistema estructural con vigas banda es más rígido que el sistema con vigas descolgadas esta rigidez adicional significa que las vigas banda deben ser diseñadas con secciones más grandes para cumplir con los requisitos de derivas inelásticas, que son las deformaciones permanentes que experimenta una estructura después de un evento sísmico o cargas extremas.

Para la estructura con vigas descolgadas fue necesario agregar seis diafragmas con un espesor de 25cm para aumentar la rigidez de la estructura y que las derivas de piso bajaran. Mientras que, para la estructura de vigas banda fue necesario agregar ocho diafragmas con el espesor de 30cm para los fines ya mencionados anteriormente.

Cumpliendo los requerimientos establecidos en las normativas de diseño vigentes en el Ecuador, para la estructura de hormigón armado con vigas descolgadas se obtuvieron como resultados que los periodos fundamentales de vibración para el modal 1 es de 0.564 seg, para el modal 2 de 0.559 seg. Respecto a la participación de masa en el modal 12 (x) se obtuvo un valor de 96.42 % y en el modal 7 (y) un 92.37 %. La estructura también presenta una deriva máxima en dirección “x”: $0.0138 < 0.02$ y deriva máxima en dirección “y”: $0.0134 < 0.02$.

Cumpliendo los requerimientos establecidos en las normativas de diseño vigentes en el Ecuador, para la estructura de hormigón armado con vigas banda se obtuvieron como resultados que los periodos fundamentales de vibración para el modal 1 es de 0.58 seg, para el modal 2 de 0.51 seg. Respecto a la participación de masa en el modal 12 (x) se obtuvo un valor de 96.50 % y en el modal 9 (y) un 90.91 %. La estructura también presenta una deriva máxima en dirección “x”: $0.0145 < 0.02$ y deriva máxima en dirección “y”: $0.0112 < 0.02$.

RECOMENDACIONES

En base a los resultados obtenidos tanto de estabilidad estructural como de costos, se recomienda que para realizar este tipo de construcciones es mucho más eficiente utilizar el modelo de sistema estructural dúctil con vigas descolgadas a comparación de uno de sistema estructural dúctil con vigas banda ya que el modelo con vigas descolgadas nos ofrece una mayor capacidad de resistencia sísmica, tiene una mayor rigidez lo que nos ayuda a poder tener secciones estructurales mucho más consistentes que al utilizar un sistema con vigas banda, esto nos permite tener una baja en los costos materiales constructivos como son la cantidad de hormigón y acero debido a que tenemos secciones más pequeñas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aceros Arequipa (2019). Diseño sismorresistente: tipo de perfiles de suelos. *Construyendo Seguro*. <https://www.construyendoseguro.com/disenosismorresistente-tipo-de-perfiles-de-suelos/>
- Aguiar, R. (2007). *Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de corte*. [Monografía ingeniería sísmica]. <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/28502/MIS58.pdf>
- Aguiar, Roberto. (2008). DFR Análisis Del Factor de Reducción de Las Fuerzas Sísmicas. . *Scribd*. <https://es.scribd.com/document/544392480/DFR-Analisis-Del-Factor-de-Reduccion-de-Las-Fuerzas-Si>
- Alvarado Juan. (2015). Estudio de los coeficientes de reducción de respuesta estructural “r” de la norma ecuatoriana de la construcción [Tesis de grado, Universidad de Cuenca]. Repositorio Universidad de Cuenca. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/22233/1/Tesis.pdf>
- Comité, A. C. I. (2019). Requisitos del reglamento para concreto estructural (ACI 318 - 19). Comentario de requisitos del reglamento para concreto estructural (ACI 318R - 19). *ACI 318-19*. <https://es.slideshare.net/TheJamez/aci-318-19-espaolsistema-internacional>
- Desarrollo Urbano y Vivienda, M. (2019). Manual para la regulación de procesos constructivos. *Habitad y vivienda*. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2019/06/Manual-para-la-Regulacion-de-Procesos-Constructivos.pdf>
- Díaz, H. O. (2008). Evaluación del factor de redundancia rr y del factor de reducción de las fuerzas sísmicas. [Tesis de grado, Escuela Politécnica del Ejército]. Repositorio ESPE. <https://repositorio.espe.edu.ec/xmlui/bitstream/handle/21000/1786/T-ESPE-025565.pdf?sequence=2&isAllowed=y>

- Guayanlema Silvana, Duchi Jessica. (2021). Deducción del factor de reducción sísmica (r) para diferentes tipos de edificaciones” [Tesis de grado, Universidad Nacional de Chimborazo]. Repositorio Universidad Nacional del Chimborazo. <http://dspace.unach.edu.ec/bitstream/51000/7817/1/8.2.%20Trabajo%20de%20Titulacion%20%20JESSICA%20Duchi%20%20y%20Silvana%20Guayanlema.pdf>
- Jeon, G. (2024). Key insights on seismic design’s response modification factor. *Motivewith.com*. <https://www.motivewith.com/en/insights/key-insights-on-seismic-design-response-modification-factor>
- Nishant, M. (2017). Assessment of seismic response reduction factor for moment resisting RC frames. *IOP Conference Series Materials Science and Engineering* https://www.researchgate.net/publication/321486135_Assessment_of_seismic_response_reduction_factor_for_moment_resisting_RC_frames
- Pinoargote Rovello, Vianna Andrea. (2014). Verificación del factor de reducción sísmico r , para el análisis inelástico de estructuras de hormigón armado de acuerdo con el nec-11. [Tesis de grado, Universidad Católica Santiago de Guayaquil]. Repositorio Universidad Católica Santiago de Guayaquil. <http://repositorio.ucsg.edu.ec/bitstream/3317/1332/1/T-UCSG-PRE-ING-IC-76.pdf>
- Structural Stalwarts. (2020). Why should we drop R ? (force reduction factor or response modification factor). *Structural Stalwarts*. <https://www.structuralstalwarts.com/post/why-should-we-drop-r>
- Vilema Danilo. (2013). Análisis del factor de reducción de las fuerzas sísmica (r) en un edificio de hormigón armado de 5 pisos con cypecad para garantizar el cálculo y seguridad de sus habitantes ubicado en el barrio el dorado, ciudad de puyo, provincia de Pastaza [Tesis de grado, Universidad técnica de Ambato]. Repositorio Universidad

Técnica de Ambato.<https://es.scribd.com/document/589992125/Tesis-800-Vilema-Condo-Cristian-Danilo>

Zafar, A. (2009). Response modification factor of reinforced concrete resisting frames in developing countries. [Tesis de grado, University of Illinois at Urbana-Champaign].
Core.ac.uk. <https://core.ac.uk/download/pdf/4825499.pdf>

GLOSARIO DE TÉRMINOS

Ductilidad: Capacidad del material para deformarse plásticamente, sin romperse ni violentar su estructura.

Resistencia lateral: Es la capacidad de los elementos estructurales que llevan las acciones horizontales aplicadas por efecto de fuerzas que se pueden dar debido a: carga de viento, sismos, empujes, etc.

Resiliencia: La resiliencia es la capacidad de una estructura de absorber y reducir los cambios abruptos causados por un evento perturbador externo, y recuperar su nivel de funcionamiento original en el menor tiempo posible.

Curva de capacidad: La curva de capacidad se define como la relación que existe entre la resistencia a la carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral. Esta curva es utilizada para evaluar el comportamientos elásticos y plásticos bajo diferentes condiciones de carga.

Rango elástico: Es la tensión máxima que un material puede soportar sin presentar deformaciones permanentes.

Rango plástico: Es la propiedad mecánica de deformarse permanentemente cuando se aplica cargas posteriores al rango elástico.