



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DE CONEXIONES VIGA - COLUMNA EN UNA VIVIENDA DE DOS
PISOS DE HORMIGÓN ARMADO DISEÑADA SEGÚN LA NEC-SE-VIVIENDA 2015
MEDIANTE ANÁLISIS NUMÉRICO DETALLADO CON IDEA StatiCa**

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

AUTORES: Tania del Rocío Garcés Guillca
Kevin Andrés Ruiz Yépez

TUTOR: José Paúl Olmedo Cueva

Quito - Ecuador
2025

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Tania del Rocío Garcés Guillca con documento de identificación N° 0605425057 y Kevin Andrés Ruiz Yépez con documento de identificación N° 1725934390; manifestamos que:

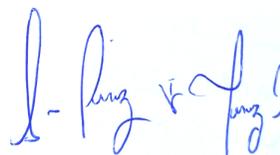
Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 19 de febrero del 2025

Atentamente,



Tania del Rocío Garcés Guillca
0605425057



Kevin Andrés Ruiz Yépez
1725934390

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

Nosotros, Tania del Rocío Garcés Guillca con documento de identificación N° 0605425057 y Kevin Andrés Ruiz Yépez con documento de identificación N° 1725934390; 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 de Investigación: “Análisis de conexiones viga – columna en una vivienda de dos pisos de hormigón armado diseñado según la NEC-SE-VIVIENDA 2015 mediante análisis numérico detallado con IDEA StatiCa ”, 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, 19 de febrero del 2025

Atentamente,



Tania del Rocío Garcés Guillca
0605425057



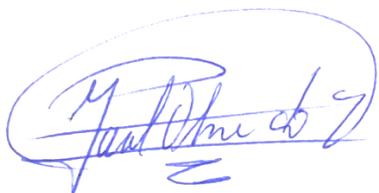
Kevin Andrés Ruiz Yépez
1725934390

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, José Paúl Olmedo Cueva con documento de identificación N° 1714108048, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: ANÁLISIS DE CONEXIONES VIGA - COLUMNA EN UNA VIVIENDA DE DOS PISOS DE HORMIGÓN ARMADO DISEÑADA SEGÚN LA NEC-SE-VIVIENDA 2015 MEDIANTE ANÁLISIS NUMÉRICO DETALLADO CON IDEA StatiCa, realizado por Tania del Rocío Garcés Guillca con documento de identificación N° 0605425057 y por Kevin Andrés Ruiz Yépez con documento de identificación N° 1725934390, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto de Investigación que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 19 de febrero del 2025

Atentamente,



Ing. José Paúl Olmedo Cueva, MSc

1714108048

ANÁLISIS DE CONEXIONES VIGA - COLUMNA EN UNA VIVIENDA DE DOS PISOS DE HORMIGÓN ARMADO DISEÑADA SEGÚN LA NEC-SE-VIVIENDA 2015 MEDIANTE ANÁLISIS NUMÉRICO DETALLADO CON IDEA StatiCa

ANALYSIS OF BEAM - COLUMN CONNECTIONS IN A TWO - STORY REINFORCED CONCRETE HOUSE DESIGNED ACCORDING TO THE NEC-SE-VIVIENDA 2015 THROUGH DETAILED NUMERICAL ANALYSIS WITH IDEA StatiCa

Tania Garcés-Guillca¹, Kevin Ruiz-Yépez², José Olmedo-Cueva³

Resumen

El presente trabajo de investigación presenta un análisis de las conexiones viga - columna en estructuras de hormigón armado, diseñadas según los lineamientos de la NEC-SE-VIVIENDA: Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros. El primero se desarrolla empleando las secciones mínimas establecidas en el capítulo 2 de la norma, mientras que en el segundo se implementa las secciones del ejemplo desarrollado en la guía práctica, y el tercer modelo usando las secciones mínimas establecidas por la NEC-SE-HM: Estructuras de hormigón armado. El caso de estudio está ubicado en Ecuador, provincia de Pichincha dentro del Distrito Metropolitano de Quito.

También se presenta un análisis comparativo entre los principales parámetros de tres diseños modelados en ETABS y los cálculos de conexiones viga - columna, tanto manuales como obtenidos mediante IDEA StatiCa, para verificar el cumplimiento de la norma NEC-SE-DS (2015).

Palabras Clave: Análisis estructural, Columna fuerte - viga débil, Conexiones viga - columna, Derivas, Diseño sismorresistente, Nudo fuerte, Periodo.

Abstract

This research presents an analysis of beam - column connections in reinforced concrete structures, designed according to NEC-SE-VIVIENDA guidelines: residential buildings up to 2 stories with spans up to 5 meters. The first model is developed using the minimum sections established in chapter 2 of the standard, while the second implements the sections from the example developed in the practical guide, and the third model uses the minimum sections established by NEC-SE-HM: Reinforced Concrete Structures. The case study is located in Ecuador, Pichincha province within the Metropolitan District of Quito.

Additionally, a comparative analysis is presented between the main parameters of three designs modeled in ETABS and the beam - column connection calculations, both manual and obtained through IDEA StatiCa, to verify compliance with the NEC-SE-DS (2015) standard.

Keywords: Beam - column connections, Period, Seismic-resistant design, Story drifts, Strong column - weak beam, Strong joint, Structural analysis.

¹ Estudiante de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana – Quito, Ecuador.

² Estudiante de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana – Quito, Ecuador.

³ Docente de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana – Quito, Ecuador.

Autor para correspondencia: tgarcseg@est.ups.edu.ec rkvina@est.ups.edu.ec jolmedoc@ups.edu.ec

1. Introducción

Las uniones viga - columna desempeñan un rol fundamental en el comportamiento de las estructuras de hormigón armado [1], en particular en aquellas diseñadas para resistir acciones sísmicas. Estas conexiones son responsables de la transmisión de cargas entre los elementos verticales y horizontales, por lo que su adecuado diseño y detallado es crucial para garantizar la seguridad y resiliencia de las edificaciones [2].

En el Ecuador, las estructuras de hormigón armado se diseñan siguiendo los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-HM) [3] y el código ACI 318 [4]. Estos documentos establecen requisitos para el diseño sísmico de estructuras, incluyendo criterios para las conexiones estructurales. Para garantizar un comportamiento adecuado, es necesario verificar el desempeño local de estas conexiones bajo las solicitaciones de diseño.

En esta investigación es analizar el comportamiento de las uniones viga - columna en viviendas de dos plantas diseñada según los códigos mencionados. El estudio emplea el software IDEA StatiCa [5], que utiliza el método de elementos finitos basado en componentes (CBFEM) para modelar con precisión la geometría y comportamiento de las conexiones, este análisis permitirá evaluar su desempeño bajo cargas gravitacionales y sísmicas.

Los resultados de este estudio proporcionarán información valiosa para que los ingenieros estructurales puedan tomar decisiones informadas en el diseño y detallado de las conexiones viga - columna, mejorando así la seguridad y resiliencia de las edificaciones frente a la ocurrencia de sismos.

2. Materiales

2.1. Software

Para la presente investigación se emplearon dos softwares: ETABS, con la licencia institucional de la Universidad Politécnica Salesiana, e IDEA StatiCa, con una licencia estudiantil gestionada directamente a través de su página oficial utilizando el correo institucional.

2.1.1 Programa ETABS

En [6], ETABS 20.1 es un software especializado para el análisis y diseño estructural. Esta herramienta computacional permite a los ingenieros generar modelos estructurales y analizar su comportamiento bajo distintas solicitaciones de carga, facilitando el desarrollo de diseños basados en la capacidad resistente de la estructura.

2.1.2 Programa IDEA StatiCa

De acuerdo con [7], IDEA StatiCa 21.1.4 es una herramienta computacional que implementa el método CBFEM [8] para el análisis de conexiones estructurales. El programa permite simular el comportamiento real de las uniones, calculando distribuciones de esfuerzos y estados de deformación para validar el diseño.

2.2. Metodología

2.2.1. Descripción de la estructura

La edificación objeto de estudio corresponde a una vivienda de dos pisos con configuración estructural regular, cuyas dimensiones en planta de 9.00m de largo y 9.00m de ancho. El sistema estructural consiste en pórticos de hormigón armado con 3 vanos de igual longitud en ambas direcciones y una altura de entrepiso de 2.50 m, estableciendo una distribución simétrica que favorece su comportamiento ante solicitaciones sísmicas. Esta configuración geométrica en planta, mostrada en la figura 1, será la base estructural sobre la cual se realizarán los diferentes diseños, variando únicamente las secciones de vigas y columnas.

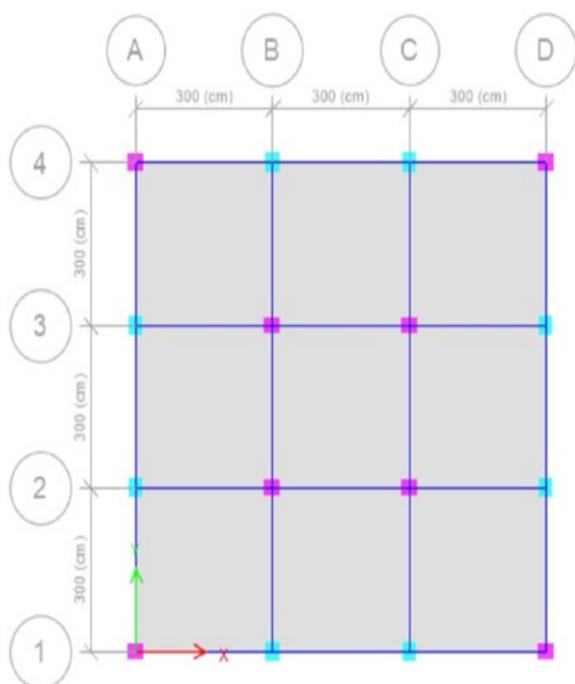


Figura 1. Vista en planta de la estructura

2.2.2. Materiales y sus características

La definición de los materiales empleados en el modelo se fundamentó en las especificaciones mínimas establecidas en la guía práctica de la NEC-SE-VIVIENDA, 2015[9]. Los parámetros y propiedades de los materiales seleccionados se detallan en la Tabla 1, garantizando el cumplimiento normativo para cada componente estructural.

Tabla 1: Características de los materiales

	Valor	Unidad
Hormigón		
Peso específico	2400	Kg/m ³
Resistencia a la compresión	210	Kg/m ²
Acero de refuerzo		
Peso Especifico	7850	Kg/m ³
Resistencia a la fluencia	4200	Kg/cm ²

2.2.3. Secciones estructurales

Las secciones de los elementos estructurales fueron definidas tomando directamente las dimensiones

establecidas en el Capítulo 2 de la NEC-SE-VIVIENDA y el ejemplo de su Guía Práctica. Las dimensiones seleccionadas para cada modelo se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2 Secciones de elementos estructurales NEC-SE-VIVIENDA

Elemento Estructural	Modelo 1 (cm)	Modelo 2 (cm)
Columnas Piso 1	25x25	25x30
Columnas piso 2	20x20	25x30
Vigas	20x20	20x30

2.2.4. Análisis de Cargas

2.2.4.1 Cargas de Servicio

En el proceso de diseño se requiere considerar diferentes solicitaciones que determinan la respuesta de una estructura. Durante el modelado en softwares especializados, es esencial introducir de forma manual tres tipos de cargas principales: las cargas vivas (CV), carga muerta adicional (CMA), y la carga de granizo (S).

2.2.4.1.1 Carga Viva

En [10] la carga viva es aquella solicitación móvil que actúa sobre la edificación, incluyendo el peso de los ocupantes, materiales, equipos y otros elementos móviles soportados por la estructura que pueden variar durante su vida útil.

2.2.4.1.2. Carga muerta adicional

Para obtener la carga muerta adicional, se realizó una cuantificación de cargas por nivel como se muestra en la Tabla 2. Este proceso se llevó a cabo para desarrollar un análisis estructural más cercano a las condiciones reales.

2.2.4.1.3. Carga de granizo

Como se establece en la [11], NEC-SE-CG sección 3.2.4, para estructuras ubicadas en regiones con altura superior a 1500 m.s.n.m., se debe considerar una carga por granizo en las áreas que puedan estar expuestas a esta condición. Los valores se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3 Cargas aplicadas en la estructuras

	Valor	Unidad
Piso 1		
CV: Uso vivienda	200.00	Kg/m ²
CMA: Mampostería, recubrimiento y enlucido	327.40	Kg/m ²
Piso 2		
CV: Cubierta inaccesible	100.00	Kg/m ²
CMA: Mampostería, recubrimiento y enlucido	86.00	Kg/m ²
Granizo	100.00	Kg/m ²

2.2.4.2 Cargas Sísmicas

El análisis de cargas sísmicas se realizó conforme a los requisitos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015) [12]. Se consideraron el análisis: estático y dinámico, este último basado en los espectros de respuesta elástico e inelástico de diseño.

2.2.4.2.1 Tipo de Suelo

De acuerdo con la guía práctica de la NEC-SE-VIVIENDA, para el ejemplo diseñado asumen una vivienda ubicada en la ciudad de Quito, y se establece un suelo tipo D como parámetro de diseño. Este valor será adoptado para todos los modelos de análisis de la presente investigación. Los parámetros correspondientes a este tipo de suelo, incluyendo los factores de amplificación y comportamiento no lineal, se presentan a continuación en la Tabla 4.

Tabla 4: Características del suelo
Factores de amplificación del suelo

Variable	Valor
Zona sísmica	V
Tipo de suelo	D
Peligrosidad sísmica	Alta
Factor de zona	0.40
Fa	1.20
Fd	1.19
Fs	1.28

Donde:

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en ro

Fs: Comportamiento no lineal del suelo

2.2.4.2.2. Cortante Basal de diseño según la NEC-SE-VIVIENDA

El cortante basal sísmico de diseño a nivel de cargas últimas se calcula mediante la expresión establecida en la NEC-SE-VIVIENDA [9]:

$$V_{basal} = Z \times C \times \frac{W}{R}$$

Donde:

V: Cortante Basal de diseño

Z: Factor de Zona

C: Coeficiente de respuesta sísmica

W: Peso sísmico efectivo de la estructura

R: Factor de reducción de resistencia sísmica

Tabla 5: Parámetros sísmicos

Variable	Valor
R	3.00
Z	0.40
C	3.00

2.2.4.2.3. Espectro de Respuesta

Si bien la NEC-SE-VIVIENDA no contempla el análisis dinámico en su alcance, para la presente investigación se considera necesario cumplir con los parámetros mínimos establecidos en la NEC-SE-DS [13] para garantizar un análisis completo. En consecuencia, el espectro de respuesta elástico de diseño se construye considerando los parámetros establecidos en dicha normativa, los cuales están en función de la ubicación geográfica de la estructura, las características del suelo y el sistema estructural. Los valores de los coeficientes empleados se presentan en la Tabla 5, mientras que la Figura 3

ilustra el espectro de diseño considerando un amortiguamiento del 5% del crítico.

$$Sa = n \times z \times fa$$

$$T = Ct \times H^\alpha$$

$$To = 0.10 \times fs \times \frac{fd}{fa}$$

$$Tc = 0.55 \times fs \times \frac{fd}{fa}$$

Donde:

Sa = Aceleraciones que representa las ordenadas del espectro en función del período para el diseño.

T = Período fundamental de vibración de la estructura, que define el tiempo en el cual la estructura completa un ciclo de oscilación.

To = Período límite inicial de vibración en el espectro sísmico elástico, que marca el inicio de la meseta de aceleración constante.

Tc = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico, que define el fin de la meseta de aceleración constante.

[13]

Los parámetros considerados para la construcción del espectro de respuesta son los siguientes:

Tabla 6: Espectro elástico de diseño

Coefficientes	Valor
η	2.28
Sa	1.190
T	0.234
To	0.127
Tc	0.698

El factor R (Factor de Reducción de Resistencia Sísmica) es un coeficiente que permite reducir las fuerzas sísmicas de diseño, siendo aplicable cuando las estructuras y sus conexiones están diseñadas para responder de manera dúctil ante un sismo, permitiendo que el daño se concentre en zonas específicas preparadas para trabajar como rótulas plásticas. Para nuestro modelo 1 y 2 de análisis, utilizaremos un R=3 como establece la NEC-SE-VIVIVENDA.

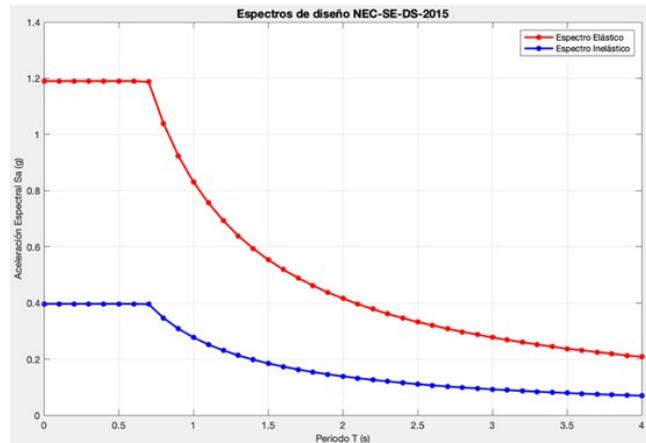


Figura 3. Espectro Elástico e Inelástico R=3

2.2.5. Combinaciones de carga

Se utilizarán las combinaciones de carga obtenidas del código ACI 318-19[14], las cuales se muestran en la tabla a continuación:

Tabla 7: Combinaciones de carga

Combinaciones
Combinación 1 1.4D
Combinación 2 1.2D + 1.6L + 0.5máx [Lr; S; R]
Combinación 3 1.2D + 1.6máx [Lr; S; R] + máx [L; 0,5W]
Combinación 4 1.2D + 1.0W + L + 0.5 máx [Lr; S; R]
Combinación 5 1.2D + 1.0E + L + 0.2 S
Combinación 6 0.9D + 1.0W
Combinación 7 0.9D + 1.0E

D: Carga muerta

L: Sobrecarga (Carga viva)

Lr: Sobrecarga cubierta (Carga viva)

S: Carga de Granizo

W: Carga de viento

R: Factor de carga por lluvia

E: Carga de sismo

2.2.6. Modelación y Análisis

En esta investigación se desarrollaron tres modelos estructurales diferentes: el primer modelo se diseñó siguiendo estrictamente las secciones mínimas establecidas en el capítulo 2 de la NEC-SE-VIVIENDA, el segundo modelo se basó en el ejemplo presentado en la guía práctica, el cual utiliza secciones diferentes a las mínimas, y el tercer modelo se desarrolló como respuesta a que los modelos anteriores no cumplieron con los requisitos de secciones, por esta razón, se emplearon las secciones sugeridas en la norma NEC-SE-HM, asegurando así el cumplimiento de todos los requerimientos estructurales.

2.2.6.1 Análisis estructural con secciones mínimas establecidas por el capítulo de seguridad estructural NEC-SE-VIVIENDA, 2015 (MODELO 1)

Para el primer modelo de análisis se implementaron las secciones mínimas especificadas en el capítulo 2 de la NEC-SE-VIVIENDA para edificaciones residenciales hasta dos pisos, cuyas secciones se presentan en la tabla 8. El análisis estructural se realizó con un factor de reducción sísmica $R=3$ para sistemas con ductilidad limitada, aplicando los parámetros sísmicos y combinaciones de carga de la normativa.

Tabla 8: Secciones Estructurales mínimas NEC-SE-VIVIENDA

Elemento	Valores
COLUMNAS	
PISO 1	
b1(cm)	25.00
b2(cm)	25.00
PISO 2	
b1(cm)	20.00
b2(cm)	20.00
Recubrimiento (cm)	3.00
Espaciamiento entre estribos s(cm)	10.00
VIGAS	
b(cm)	20.00
h(cm)	20.00
Recubrimiento (cm)	4.00

El análisis estructural se realizó utilizando los parámetros sísmicos, cargas gravitacionales y combinaciones de carga establecidos previamente conforme a los lineamientos de la NEC-SE-VIVIENDA para viviendas de dos pisos, considerando el análisis sismorresistente, especificados en la NEC-SE-DS (Periodo, derivas, Partición modal, reacciones en la base, torsión).

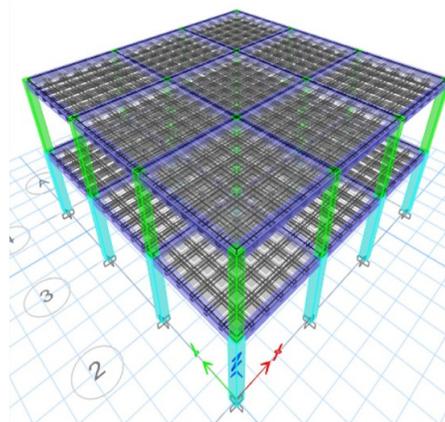


Figura 4. Vista en 3D de la estructura con secciones mínimas

2.2.6.1.1 Análisis del Periodo fundamental

Para evaluar el comportamiento dinámico y la rigidez de la edificación, se determinó inicialmente el periodo fundamental teórico mediante la expresión $T = Cth^\alpha$ establecida en la NEC-SE-DS donde $Ct = 0.055$, $\alpha = 0.9$ obteniendo un valor $T = 0.055 \times 5^{0.9} = 0.2341s$. Considerando el límite superior normativo del 30% adicional, se estableció un periodo máximo permitido de $T = 0.3043s$. Del análisis modal realizado en ETABS, se obtuvo un periodo fundamental de $T = 0.3549s$ para el primer modo de vibración, valor que excede el límite establecido por la normativa, sugiriendo que la estructura con secciones mínimas podría requerir ajustes para mejorar su rigidez lateral.

2.2.6.1.2 Análisis de Derivas

Con los valores de derivas elásticas obtenidos del modelo computacional para los casos de sismo estático (SX, SY) y sismo dinámico (DX, DY) aplicando la expresión $\Delta i = \Delta e \times 0.75 \times R$, donde $R = 3$, se determinaron las derivas inelásticas para cada caso de análisis. Las Figuras

presentan estos resultados, comparándolos directamente con el límite máximo del 2% establecido por la NEC-SE-VIVIENDA.

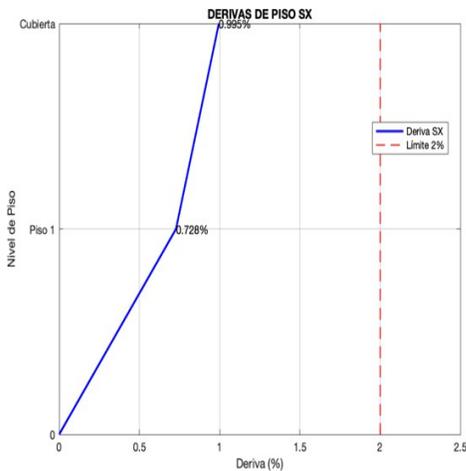


Figura 5. Derivas de piso SY

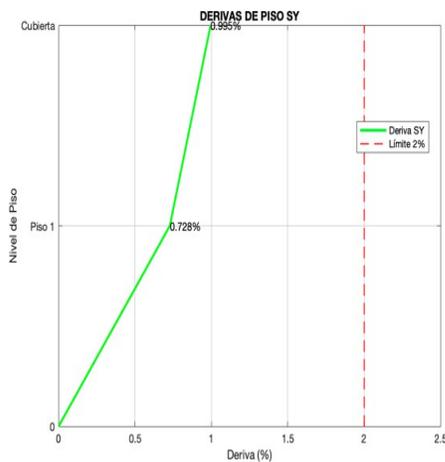


Figura 6. Derivas de piso SY

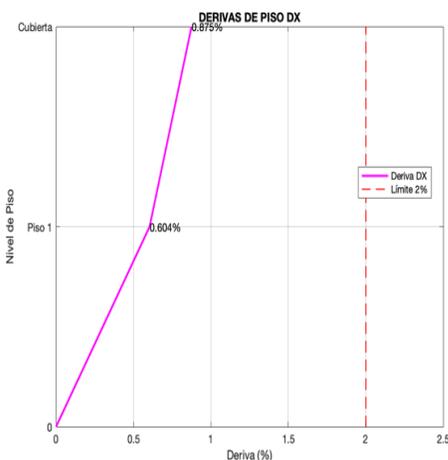


Figura 7. Derivas de piso DX

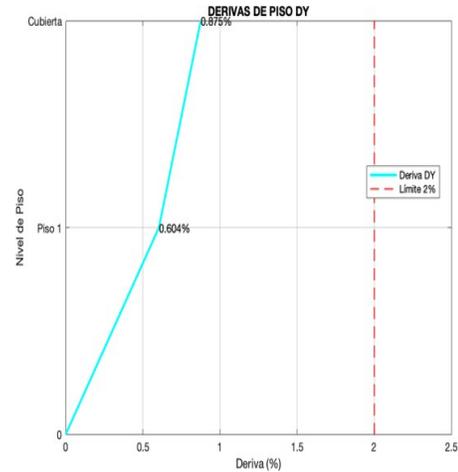


Figura 8. Derivas de piso DY

El análisis de derivas demuestra que la estructura cumple satisfactoriamente con los límites permitidos por la NEC-SE-DS. Las derivas inelásticas máximas obtenidas para el caso de sismo estático alcanzan un valor de 0.9952% en ambas direcciones (SX, SY), mientras que para el análisis dinámico se obtiene un valor de 0.875% tanto para DX como para DY. Estos valores son significativamente menores al límite normativo del 2%, alcanzando aproximadamente el 50% del valor máximo permitido, lo que evidencia que la estructura posee una rigidez lateral adecuada para controlar los desplazamientos entre pisos bajo las diferentes sollicitaciones sísmicas consideradas.

Si bien la estructura cumple satisfactoriamente con los límites de derivas establecidos por la normativa, el análisis estructural reveló deficiencias significativas en otros aspectos críticos. Por un lado, el periodo fundamental excede el límite máximo permitido, indicando insuficiente rigidez global. Adicionalmente, el modelo en ETABS evidenció fallas por cortante en las vigas como se muestra en la figura 8, lo que compromete la capacidad resistente de estos elementos. Estas deficiencias, tanto a nivel global como local, indican que el diseño con secciones mínimas no resulta adecuado para garantizar un comportamiento estructural seguro.

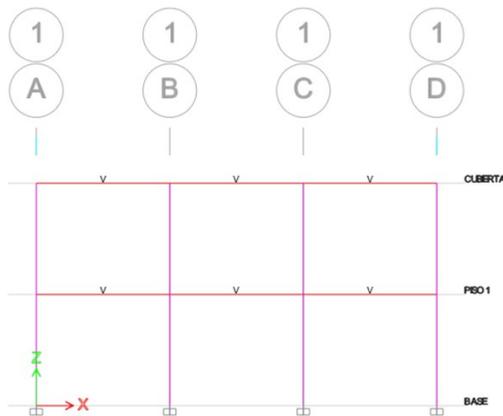


Figura 9. Identificación de fallas por cortante en vigas del modelo base

2.2.6.1.3 Participación Modal

Las recomendaciones indican que para el modo 1 y 2 deben ser traslacionales y que para el modo 3 sea rotacional.

Tabla 9: Análisis de periodo fundamental de vibración

	T(s)	Ux(m)	Uy(m)	Rz(m)
MODELO 1				
Modo 1	0.355	0.0013	0.8283	0.0000
Modo 2	0.355	0.8283	0.0013	0.0000
Modo 3	0.299	0.0000	0.0000	0.8279

En base a nuestros resultados vemos que la estructura presenta un comportamiento dinámico ideal, cumpliendo con lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción donde los modos 1 y 2 son traslacionales con una participación de masa del 82.83% en las direcciones Y y X respectivamente, mientras que el modo 3 es rotacional con una participación del 82.79% en Rz.

2.2.6.1.4 Reacciones en la base

A continuación, se muestran los resultados del análisis, según la NEC-SE-DS, la relación DX/SX debe superar el 80% para validar el comportamiento estructural regulares.

Tabla 10: Reacciones en la base
MODELO 1

MODELO	SX	DX	DX/SX %	Estado
MODELO 1	37147.27	31525.05	84.86	Cumple

El análisis presenta una relación DX/SX de 84.86%, superando el mínimo requerido del 80% establecido en la NEC-SE-DS, lo cual valida el comportamiento estructural del edificio.

2.2.6.1.5 Efectos de torsión en planta

Debido a la configuración simétrica y regularidad geométrica de la edificación, los efectos torsionales resultaron prácticamente despreciables, con valores que no influyen significativamente en el comportamiento estructural.

2.2.6.1.6 Modelado de la conexión central en el software IDEA StatiCa

Para el análisis estructural se procedió a modelar las conexiones mediante en IDEA StatiCa bajo la norma EN 1992-1-1:2014-12 [15], para el primer modelo se diseñó una conexión central, siendo esta seleccionada como objeto de estudio por presentar la condición más crítica debido a su ubicación y demandas estructurales. Si bien todas las conexiones mantienen la misma configuración geométrica, la posición central de esta conexión la somete a mayores solicitaciones, convirtiéndola en el punto de control determinante para la evaluación del diseño global del sistema.

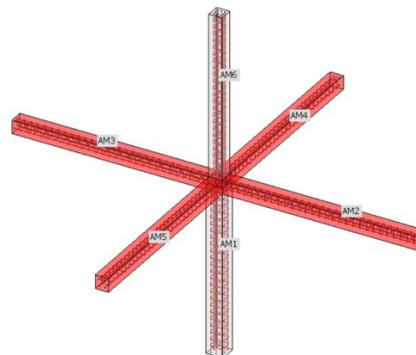


Figura 10. Diseño de Columna central 3C en IDEA StatiCa

En el presente análisis, vamos a presentar los resultados obtenidos del estudio de la columna central 3C modelada en IDEA StatiCa

Tabla 11: Resultados del Análisis del **Modelo 1** conexión central

Parámetro	Valor Obtenido %	Valor Máximo %	Estado
CONEXIÓN CENTRAL			
Resistencia al Corte	147.00	100.00	No cumple
Torsión	0.00	0.00	Ok
Interacción de esfuerzo	236.30	100.00	No cumple
Detallado del refuerzo	153.10	100	No Cumple

Los resultados del Modelo 1 revelan que los parámetros evaluados, resistencia al corte, interacción de esfuerzo y detallado del refuerzo, exceden significativamente los valores máximos permitidos (100%), alcanzando valores de 147.00%, 236.30% y 153.10% respectivamente. Estos datos indican que la conexión central, en su configuración actual, no cumple con los criterios de diseño establecidos, lo cual requiere una revisión y posible rediseño de la estructura.

2.2.5.2. Análisis Estructural del Modelo propuesta por la guía de la NEC-SE-VIVIENDA (MODELO 2)

El análisis estructural se desarrolló adoptando el modelo que propone la guía de la NEC-SE-VIVIENDA como ejemplo para viviendas de dos pisos de hormigón armado, manteniendo los parámetros de análisis previamente establecidos y utilizando las secciones de vigas y columnas detalladas en la Tabla 12, conforme a las dimensiones especificadas en la normativa.

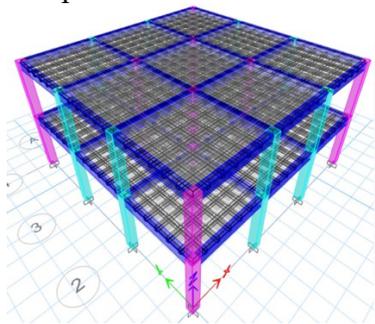


Figura 11. Vista 3D de la estructura.

Tabla 12: Datos técnicos de los elementos

Elemento	Valores
COLUMNAS	
b1(cm)	30.00
b2(cm)	25.00
Recubrimiento (cm)	3.00
Espaciamiento entre estribos s(cm)	10.00
VIGAS	
b(cm)	20.00
h(cm)	30.00
Recubrimiento (cm)	4.00

2.2.6.2.1. Análisis del Periodo Fundamental

Para evaluar el comportamiento dinámico de la estructura, se utilizó el mismo espectro elástico e inelástico de diseño presentado en la Figura 3, manteniendo el factor de reducción $R = 3$ según lo establecido en la NEC-SE-VIVIENDA. Del análisis modal realizado en ETABS se obtuvo un periodo fundamental $T = 0.267s$ para el primer modo de vibración. Este valor debe compararse con el periodo teórico calculado mediante la expresión $T = Cth^\alpha$ que resulta en $T = 0.2341s$, y considerando el límite superior normativo del 30% adicional que establece un periodo máximo permitido de $T = 0.3043s$. Los resultados indican que la estructura se encuentra dentro de los límites establecidos por la normativa en términos de su periodo fundamental.

2.2.6.2.2. Análisis de Derivas

El cálculo de las derivas inelásticas bajo las combinaciones de carga sísmica permite evaluar el comportamiento estructural en ambas direcciones principales, tanto para el método estático como dinámico, verificando que no excedan el límite del 2% establecido en la NEC-SE-VIVIENDA. Los resultados se presentan en las figuras a continuación.

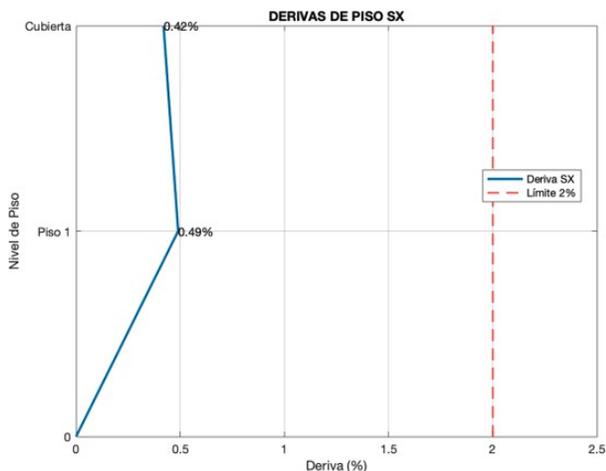


Figura 12. Derivas inelásticas con sismo estático en SX

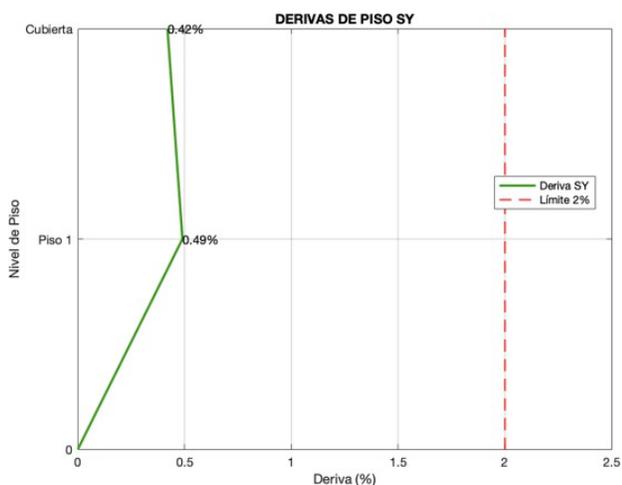


Figura 13. Derivas inelásticas con sismo estático en SY

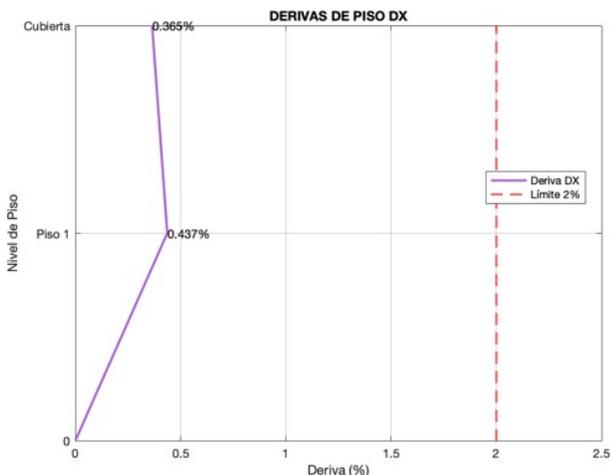


Figura 14. Derivas inelásticas con sismo dinámico en DX.

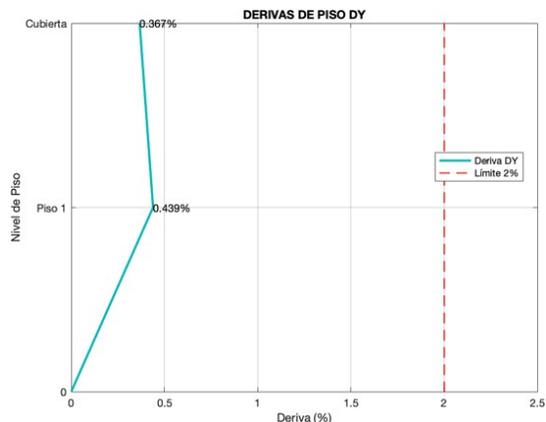


Figura 15. Derivas inelásticas con sismo dinámico en DY

Las derivas inelásticas, obtenidas mediante la expresión $\Delta i = \Delta e \times 0.75 \times R$ con $R = 3$, presentan resultados favorables en ambas direcciones de análisis. Los valores máximos registrados son de 0.496% bajo carga sísmica estática y 0.439% para el análisis dinámico, quedando sustancialmente por debajo del valor máximo de 2% especificado en la NEC-SE-VIVIENDA. El comportamiento uniforme en ambas direcciones y el hecho de que las derivas alcancen aproximadamente el 25% del límite permitido confirman que el sistema estructural posee características adecuadas de rigidez y resistencia lateral.

La evaluación estructural muestra que la configuración establecida en la NEC-SE-VIVIENDA satisface los parámetros de periodo fundamental ($T = 0.267s < 0.3043s$) y desplazamientos relativos inelásticos (máximo $0.496\% < 2\%$). No obstante, la simulación computacional en ETABS evidenció insuficiencias en la resistencia al esfuerzo cortante de las vigas, una deficiencia presente tanto en el modelo de secciones mínimas como en el sistema propuesto por la normativa. Esta situación pone de manifiesto la necesidad de replantear el dimensionamiento, contemplando no solo los requerimientos de rigidez y deformabilidad, sino también la capacidad resistente de los componentes estructurales. Esta problemática se ilustra en la Figura 16, que muestra el diagrama de fallas por cortante

identificadas en las vigas mediante el análisis según ACI 318-14.

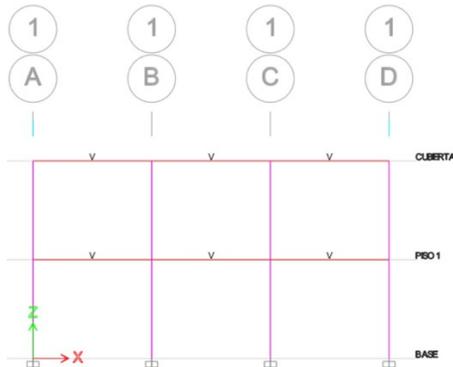


Figura 16. Análisis de fallas en vigas según criterios ACI 318-14

2.2.6.2.3 Participación Modal

El análisis modal debe mostrar que los dos primeros modos sean de traslación y el tercero de rotación.

Tabla 13: Análisis de periodo fundamental de vibración MODELO 2

	T(s)	Ux(m)	Uy(m)	Rz(m)
MODELO 2				
Modo 1	0.267	0.0000	0.9140	0.0000
Modo 2	0.267	0.9140	0.0000	0.0000
Modo 3	0.227	0.0000	0.0000	0.9097

El análisis modal muestra que el diseño cumple satisfactoriamente con los requerimientos, donde el modo 1 y 2 son traslacionales con una participación de masa del 91.40% en las direcciones Y y X respectivamente, mientras que el modo 3 es rotacional con una participación del 90.97% en Rz.

2.2.6.2.4 Reacciones en la base

Se verificó la relación entre el cortante dinámico y estático (DX/SX), la cual debe superar el 80% según la normativa NEC-SE-DS.

Tabla 14: Reacciones en la base

MODELO	SX	DX	DX/SX %	Estado
MODELO 2	41123.03	37800.31	91.9	Cumple

El modelo alcanza una relación DX/SX de 91.90%, cumpliendo satisfactoriamente con el mínimo del 80% exigido por la norma.

2.2.6.2.5 Efectos de torsión en planta

El análisis de la estructura revela efectos torsionales mínimos, consecuencia directa de su diseño regular y simétrico en planta. Los valores obtenidos se encuentran muy por debajo de los límites establecidos por la normativa.

2.2.6.2.6. Modelado de la conexión de Borde y Central en el Software IDEA Statica

Del modelo estructural analizado en ETABS se seleccionaron dos conexiones representativas para su estudio detallado, considerando los resultados obtenidos en dicho análisis previo. Se eligió la conexión de borde y la conexión central, las cuales se identificaron como las más críticas. A continuación, se presentan las imágenes del modelado de estas conexiones en IDEA StatiCa, donde se pueden observar las características geométricas y configuraciones particulares de cada una.

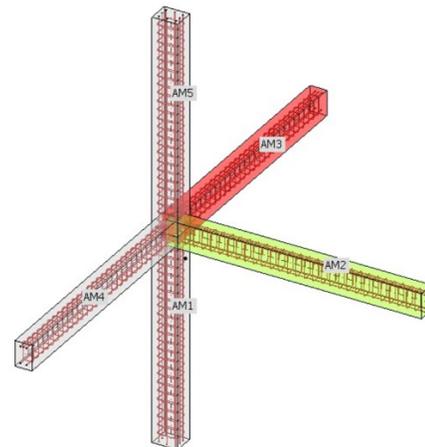


Figura 17. Geometría de la columna de borde diseñada en IDEA StatiCa

Tabla 15: Resultados del Análisis del **Modelo 2** conexión de borde

Parámetro	Valor Obtenido %	Valor Máximo %	Estado
CONEXIÓN CENTRAL			
Resistencia al Corte	111.10	100.00	No cumple
Interacción de esfuerzo	188.10	100.00	No cumple
Detallado del refuerzo	117.12	100	No Cumple

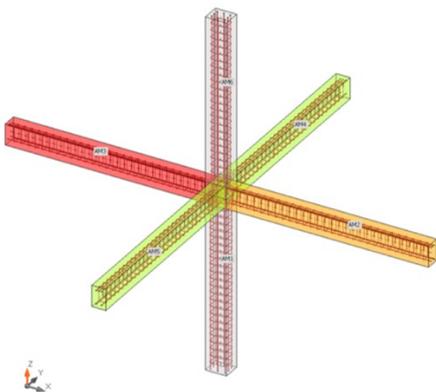


Figura 18. Modelado de la columna Central diseñada en IDEA StatiCa

Tabla 16: Resultados del Análisis del **Modelo 2** conexión central

Parámetro	Valor Obtenido %	Valor Máximo %	Estado
CONEXIÓN CENTRAL			
Resistencia al Corte	288.50	100.00	No cumple
Torsión	0.00	0.00	0k
Interacción de esfuerzo	89.90	100.00	Cumple
Detallado del refuerzo	100	100	Cumple

En la primera evaluación, ningún parámetro cumplía con los valores máximos permitidos. Sin embargo, en la segunda evaluación, hubo una mejora significativa donde la interacción de esfuerzo (89.90%) y el detallado del refuerzo (100%) cumplen con los requisitos, aunque la resistencia al corte (268.50%) sigue excediendo significativamente el límite permitido del 100%. En conclusión, este diseño tampoco resulta viable ya que no cumple con todos los parámetros

requeridos para garantizar un comportamiento estructural adecuado.

2.2.6.3 Análisis estructural con secciones mínimas de la NEC-SE-HM (MODELO 3)

El análisis detallado de los dos modelos anteriores ha revelado importantes limitaciones en su desempeño estructural. El modelo inicial con secciones mínimas, aunque cumple con los límites de derivas inelásticas establecidos por la NEC-SE-DS (máximo 0.9952% < 2%), presenta un periodo fundamental $T = 0.3968s$ que excede el límite normativo de 0.356s, evidenciando deficiencias en su rigidez global. Por su parte, el segundo modelo propuesto por la normativa, si bien logra satisfacer tanto los requerimientos de periodo ($T = 0.267s$) como de derivas (máximo 0.496%), exhibe fallas por cortante en las vigas, una deficiencia crítica que también se observó en el modelo de secciones mínimas.

Estas limitaciones identificadas hacen necesario un rediseño integral de la estructura, fundamentado en los requisitos más rigurosos establecidos en la NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado, 2015. Este nuevo diseño busca no solo cumplir con los parámetros básicos de periodo fundamental y derivas, sino también garantizar un comportamiento estructural adecuado, en la tabla a continuación se presenta la sección para el diseño.

Tabla 17: Datos técnicos del Rediseño

Elemento	Valores
COLUMNAS	
b1(cm)	30.00
b2(cm)	30.00
Recubrimiento (cm)	3.00
Espaciamiento entre estribos s(cm)	10.00
VIGAS	
b(cm)	25.00
h(cm)	30.00
Recubrimiento (cm)	4.00

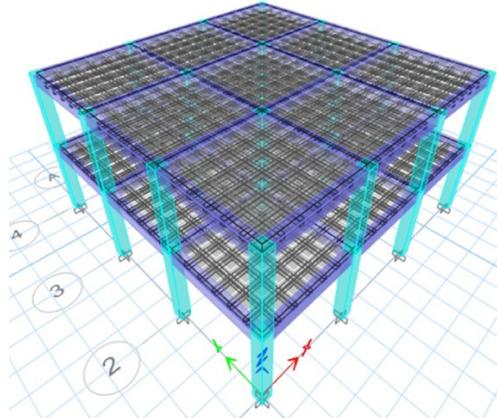


Figura19. Vista 3D del Rediseño NEC-SE-HM

Para este diseño se debe calcular nuevamente, el cortante basal con los parámetros establecidos anteriormente en [12]

2.2.6.3.1. Cortante Basal de Diseño según la NEC-SE-DS

La fuerza cortante sísmica total V , calculada en la base de la estructura a nivel de cargas últimas, que actúa en una dirección determinada del análisis. Para la determinación del cortante basal se utilizó la fórmula:

$$V = \frac{I \times Sa}{R \times \Phi_p \times \Phi_e} \times W$$

Donde:

- V: Cortante Basal de diseño
- Φ_p : Coeficiente de irregularidad en planta
- Φ_e : Coeficiente de irregularidad en elevación
- I: Coeficiente de Importancia
- R: Factor de Reducción de resistencia Sísmica
- W: Carga Sísmica Reactiva
- Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleraciones

Tabla 18: Cortante basal de la NEC-SE-HM

Coefficientes	Valor
Φ_P	1.00
Φ_E	1.00
I	1.00
SA(TA)	1.19
Z	0.4
V	0.148

2.2.6.3.2. Espectro de Respuesta

Ahora se desarrollará un nuevo espectro de diseño considerando un factor de reducción sísmica $R=8$ para el rediseño, manteniendo los parámetros sísmicos previamente establecidos. Este espectro permitirá obtener las fuerzas de diseño correspondientes a la aplicación de la NEC-SE-HM.

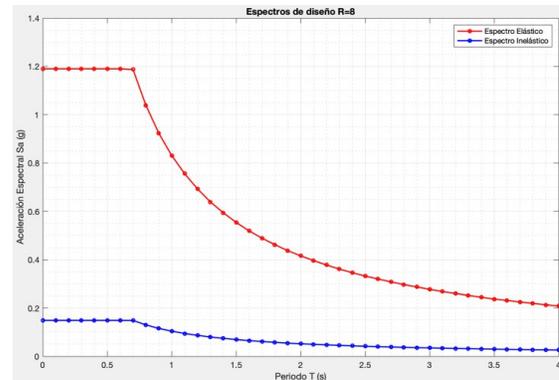


Figura 20. Espectro Elástico e Inelástico

2.2.6.3.3. Periodo de Vibración de la estructura

El rediseño estructural, desarrollado según los lineamientos de la NEC-SE-HM y adoptando un factor de reducción sísmica $R = 8$, fue evaluado mediante la expresión normativa $T = Ct \times hn^\alpha = 0.055 \times 5^{0.9} = 0.2341s$. Considerando el incremento permitido del 30%, se estableció un periodo máximo de $T = 0.3043s$. El análisis modal en ETABS arrojó un periodo fundamental $T = 0.2382s$, verificando así el cumplimiento de este parámetro estructural.

2.2.6.3.4. Derivas de piso

La evaluación de las derivas inelásticas máximas se realizó mediante la expresión $\Delta i = \Delta e \times 0.75 \times R$, donde $R=8$. Para el caso de sismo estático, se obtuvieron valores de $\Delta e = 0.00065$ en ambas direcciones (SX, SY), resultando en una deriva inelástica máxima de 0.39%. El análisis dinámico registró una deriva elástica máxima de $\Delta e = 0.000571$ (DX, DY), que al aplicar la expresión normativa resulta en una deriva inelástica de 0.34%. Estos desplazamientos relativos entre pisos son indicadores fundamentales de la rigidez lateral de la estructura

y su capacidad para distribuir adecuadamente las fuerzas sísmicas a través del sistema estructural.

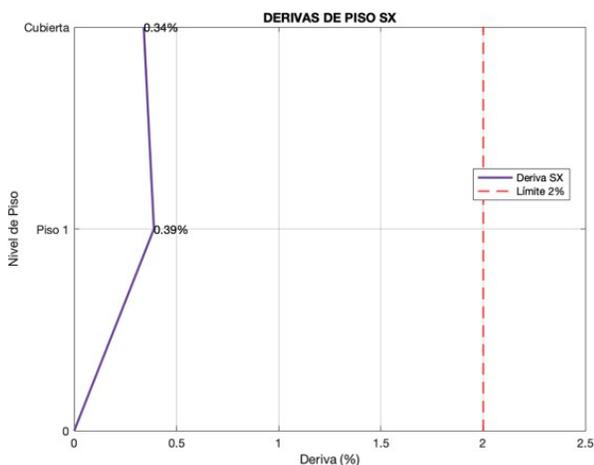


Figura 21. Deriva inelástica con aplicación de Sismo en X

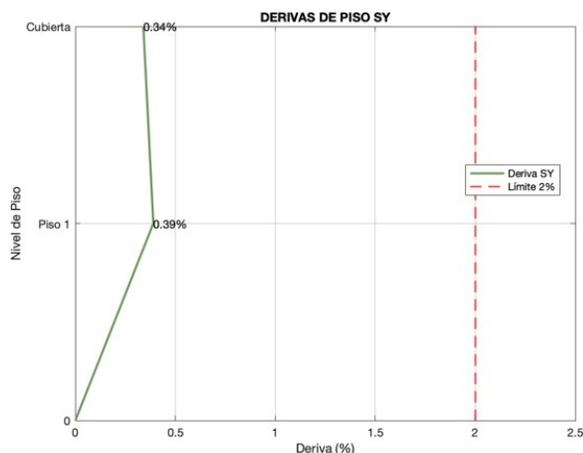


Figura 22. Deriva inelástica con aplicación de Sismo en Y

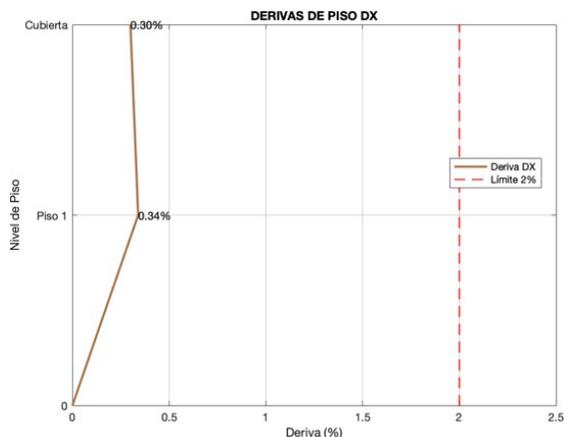


Figura 23. Deriva inelástica con aplicación de Sismo dinámico en Y

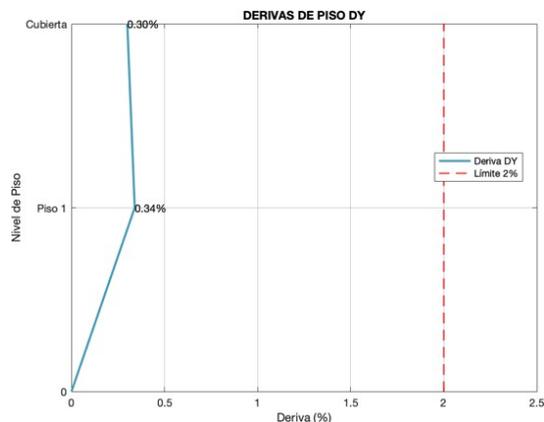


Figura 24. Deriva inelástica con aplicación de Sismo dinámico Y

Los resultados del análisis revelan que el rediseño estructural satisface los requerimientos de periodo fundamental establecidos por la normativa. Respecto a las derivas inelásticas, los valores máximos obtenidos, tanto para el análisis estático (0.39%) como para el dinámico (0.34%), son considerablemente inferiores al límite normativo del 2%. Esta notable diferencia indica que la estructura posee una rigidez lateral significativamente superior a la mínima requerida, lo que sugiere un excelente control de deformaciones laterales y una distribución eficiente de las fuerzas sísmicas a través del sistema estructural. Este comportamiento favorable ante desplazamientos laterales contribuye a minimizar el daño potencial en elementos estructurales y no estructurales durante eventos sísmicos.

2.2.6.3.6 Participación Modal

El análisis modal debe mostrar que los dos primeros modos sean de traslación y el tercero de rotación. A continuación, se presentan los resultados obtenidos:

Tabla 19: Análisis de periodo fundamental de vibración MODELO 3

	T(s)	Ux(m)	Uy(m)	Rz(m)
MODELO 3				
Modo 1	0.238	0.0006	0.909	0.0000
Modo 2	0.238	0.909	0.0006	0.0000
Modo 3	0.203	0.0000	0.0000	0.9054

Los resultados obtenidos evidencian que el modelo cumple los criterios establecidos, presentando los dos primeros modos de traslación con participación del 90.9% en Y y X, seguido del tercer modo con rotación del 90.54%.

2.2.6.3.7 Reacciones en la base

Se analizó la relación entre cortantes basales (DX/SX), cuyo valor debe exceder el 80% según la NEC-SE-DS para estructuras regulares.

Tabla 20: Reacciones en la base
MODELO 3

MODELO	SX	DX	DX/SX %	Estado
MODELO 3	16412.21	15013.03	91.4	Cumple

El Modelo 3 presenta una relación DX/SX de 91.4%, superando significativamente el mínimo del 80% requerido por la NEC-SE-DS, lo que valida el comportamiento estructural.

2.2.6.3.8 Efectos de torsión en planta

La disposición regular y simétrica de la edificación resultó en efectos despreciables, confirmando un comportamiento estructural adecuado sin problemas de torsión.

2.2.6.3.9 Modelado de conexiones central. Borde. esquinera en el Software IDEA Statica

Una vez validado el diseño estructural que cumple con todos los parámetros establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), se procedió a analizar las conexiones más representativas del modelo. Se seleccionaron tres tipos de conexiones estratégicamente ubicadas: una conexión central 3B, una conexión de borde 4C y una conexión esquinera 1A. La selección de estas conexiones permite evaluar el comportamiento estructural en diferentes puntos críticos de la edificación diseñada bajo los lineamientos de la NEC-SE-HM.

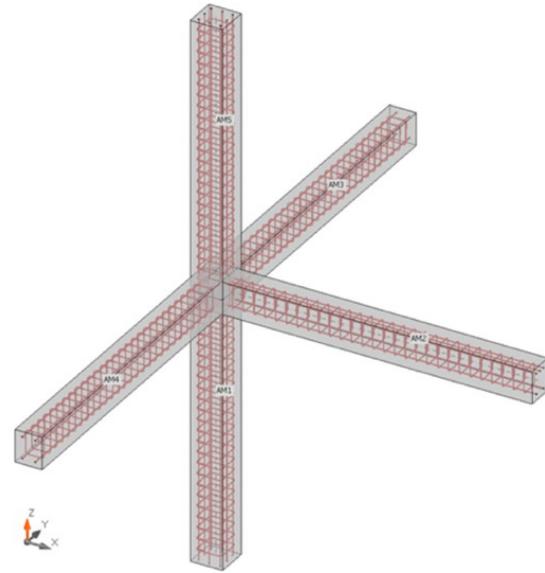


Figura 23. Modelado de la conexión de borde en IDEA StatiCa

Tabla 21: Resultados del Análisis del Modelo 3
conexión borde

Parámetro	Valor Obtenido %	Valor Máximo %	Estado
CONEXIÓN CENTRAL			
Resistencia al Corte	36.70	100.00	Cumple
Torsión	0.00	0.00	Ok
Interacción de esfuerzo	28.10	100.00	Cumple
Detallado del refuerzo	100.00	100	Cumple

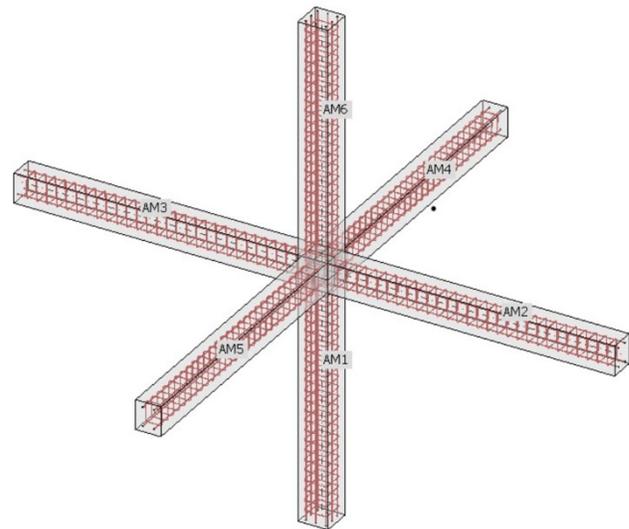


Figura 24. Modelado de la conexión central en IDEA StatiCa

Tabla 22: Resultados del Análisis del **Modelo 3** conexión central

Parámetro	Valor Obtenido %	Valor Máximo %	Estado
CONEXIÓN CENTRAL			
Resistencia al Corte	25.60	100	Cumple
Torsión	0.00	0.00	Ok
Interacción de esfuerzo	33.30	100	Cumple
Detallado del refuerzo	100.00	100	Cumple

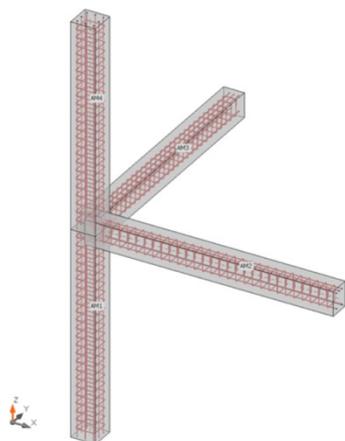


Figura 25. Modelado de la conexión esquinera en IDEA StatiCa

Tabla 23: Resultados del Análisis del **Modelo 3** conexión esquinera

Parámetro	Valor Obtenido %	Valor Máximo %	Estado
CONEXIÓN CENTRAL			
Resistencia al Corte	18.00	100.00	Cumple
Torsión	0.00	0.00	Ok
Interacción de esfuerzo	16.60	100.00	Cumple
Detallado del refuerzo	100	100	Cumple

Los resultados del Modelo 3 muestran que tanto las conexiones centrales, de borde y esquinera cumplen satisfactoriamente con todos los parámetros evaluados, presentando valores por debajo del límite máximo permitido (100%) en resistencia al corte, interacción de esfuerzo y detallado del refuerzo, demostrando así ser un diseño estructuralmente adecuado.

3. Resultados y Discusión

3.1. Análisis del periodo de Vibración

En la Tabla 24 se presentan los periodos fundamentales de vibración obtenidos del análisis modal en ETABS para los tres modelos estructurales analizados, junto con los valores teóricos calculados según la NEC-SE-VIVIENDA. El periodo teórico se determinó mediante la expresión $T = Ct \times h^\alpha$, donde $Ct = 0.055$ y $\alpha = 0.9$, considerando además el límite superior normativo del 30% adicional permitido.

Tabla 24: Análisis de periodo fundamental de vibración

MODELO	T a	1.3*Ta	ETABS	Estado
MODELO 1	0.2341	0.3042	0.3549	No cumple
MODELO 2	0.2341	0.3042	0.2770	Cumple
MODELO 3	0.2341	0.3042	0.2380	Cumple

Del análisis de los resultados se observa que el Modelo 1, diseñado con secciones mínimas, presenta un periodo fundamental de 0.3549s, superando el límite máximo permitido de 0.3043s. Este comportamiento indica una flexibilidad estructural excesiva que podría comprometer el desempeño sísmico de la edificación. En contraste, el Modelo 2, que implementa las secciones recomendadas por la NEC-SE-VIVIENDA, exhibe un periodo de 0.2770s, ubicándose dentro del rango admisible. El Modelo 3, resultado del rediseño basado en la NEC-SE-HM, alcanza un periodo de 0.2380s, valor más próximo al teórico de 0.2341s, demostrando una optimización efectiva de la rigidez estructural global.

3.2. Participación Modal

A continuación, se presenta la comparación de la participación modal entre los tres modelos, verificando que los dos primeros modos fundamentales de vibración correspondan a traslaciones en las direcciones principales de la estructura (X, Y), mientras que el tercer modo debe manifestarse como un movimiento rotacional respecto al eje vertical (Z), lo cual

garantiza un comportamiento estructural adecuado.

Tabla 25: Análisis de periodo fundamental de vibración

	T(s)	Ux(m)	Uy(m)	Rz(m)
MODELO 1				
Modo 1	0.355	0.0013	0.8283	0.0000
Modo 2	0.355	0.8283	0.0013	0.0000
Modo 3	0.299	0.0000	0.0000	0.8279
MODELO 2				
Modo 1	0.267	0.0000	0.9140	0.0000
Modo 2	0.267	0.9140	0.0000	0.0000
Modo 3	0.227	0.0000	0.0000	0.9097
MODELO 3				
Modo 1	0.238	0.0006	0.909	0.0000
Modo 2	0.238	0.909	0.0006	0.0000
Modo 3	0.203	0.0000	0.0000	0.9054

Los tres modelos muestran un comportamiento regular y simétrico, ya que los dos primeros modos son traslacionales con igual participación.

3.3. Reacciones en la base.

En la Tabla 26 se analizan los resultados de los tres modelos estructurales, presentando las reacciones en la base obtenidas tanto del análisis estático (SX) como del análisis dinámico espectral (DX). Esta comparación permite verificar que la relación DX/SX cumpla con el valor mínimo de 0.80 que establece la normativa NEC-SE-DS, asegurando así la validez del análisis sísmico realizado en cada uno de los modelos propuestos.

Tabla 26: Reacciones en la base

MODELO	SX	DX	DX/SX %	Estado
MODELO 1	37147.27	31525.05	84.86	Cumple
MODELO 2	41123.03	37800.31	91.9	Cumple
MODELO 3	16412.21	15013.03	91.4	Cumple

Los resultados del análisis de reacciones en la base muestran que los tres modelos estructurales

cumplen satisfactoriamente con el requerimiento mínimo del 80% establecido por la NEC-SE-DS.

3.4. Análisis de derivas

A continuación, se presentan los resultados de las derivas inelásticas máximas obtenidas tanto para el análisis estático como dinámico en los tres modelos estructurales evaluados. Los valores fueron calculados mediante la expresión $\Delta i = \Delta e \times 0.75 \times R$, donde R varía según el modelo analizado, y se verificó el cumplimiento del límite máximo del 2% establecido por la NEC-SE-VIVIENDA.

Tabla 27: Análisis de derivas

MODELO	Sismo			
	Sismo Estático	Dinámico		
	SX (%)	SY (%)	DX (%)	DY (%)
MODELO 1	0.9952	0.9952	0.8750	0.8750
MODELO 2	0.4960	0.4960	0.4390	0.4390
MODELO 3	0.3900	0.3900	0.3400	0.3400
Limite NEC 2%	OK	OK	OK	OK

Los resultados del análisis de derivas muestran que los tres modelos cumplen con el límite normativo del 2%. En los Modelos 1 y 2, diseñados según la NEC-SE-VIVIENDA, se observan comportamientos distintos en el control de deformaciones laterales. Sin embargo, el Modelo 3, desarrollado bajo los lineamientos de la NEC-SE-HM, alcanza una reducción significativa en las derivas de entrepiso, con valores que apenas alcanzan un quinto del límite permitido.

3.5. Análisis de Conexión Viga – Columna

El análisis de las conexiones consideradas críticas de cada modelo. Para el Modelo 1 se evaluó una conexión central, para el Modelo 2 se analizaron, una conexión central y una de borde, mientras que para el Modelo 3 se extendió el análisis a tres tipos de conexiones: central, de borde y esquinera.

3.5.1. Análisis de Nudo Fuerte

A continuación, presentamos los resultados obtenidos del análisis del criterio nudo fuerte,

siendo este un requisito fundamental para garantizar el comportamiento sismorresistente de la estructura. Esta evaluación examina tres aspectos críticos: la resistencia al cortante del nudo, la capacidad del hormigón para resistir las sollicitaciones y las condiciones de adherencia entre el hormigón y el acero de refuerzo. La verificación de estos parámetros permite asegurar que las conexiones mantendrán su integridad estructural durante eventos sísmicos.

Tabla 28a: Verificación de resistencia al cortante vertical

MODELO	Conexión	Vc act	Vc res	Estado
Modelo 1	Central	28.22	27.71	No Cumple
Modelo 2	Central	27.03	30.79	Cumple
	Borde	27.03	30.79	Cumple
Modelo 3	Central	21.55	40.65	Cumple
	Borde	26.98	40.65	Cumple
	Esquinera	26.98	40.65	Cumple

Tabla 28b: Verificación de resistencia al cortante horizontal

MODELO	Conexión	Vh act	Vh res	Estado
Modelo 1	Central	20.00	25.00	Cumple
Modelo 2	Central	30.00	25.00	No Cumple
	Borde	30.00	25.00	No Cumple
Modelo 3	Central	30.00	30.00	Cumple
	Borde	30.00	30.00	Cumple
	Esquinera	30.00	30.00	Cumple

Tabla 28c: Verificación de resistencia al cortante horizontal

MODELO	Conexión	Ader act	Ader res	Estado
Modelo 1	Central	24.00	25.00	Cumple
Modelo 2	Central	24.00	25.00	Cumple
	Borde	24.00	25.00	Cumple
Modelo 3	Central	24.00	30.00	Cumple
	Borde	24.00	30.00	Cumple
	Esquinera	24.00	30.00	Cumple

Los resultados del análisis de nudo fuerte revelaron deficiencias significativas en los dos primeros modelos. El Modelo 1 no cumplió con el criterio de resistencia al cortante vertical en su conexión central, comprometiendo la integridad del nudo. Por su parte, el Modelo 2 presentó insuficiencia en la resistencia al cortante horizontal tanto en su conexión central como de borde. Estas deficiencias no se presentan en el Modelo 3, el cual fue rediseñado siguiendo los lineamientos de la NEC-SE-HM, logrando cumplir satisfactoriamente con todos los criterios de nudo fuerte en sus tres tipos de conexiones: central, borde y esquinera.

3.5.2. Análisis de Columna Fuerte – Viga débil

En esta sección se presentan los resultados del análisis del criterio columna fuerte - viga débil para las conexiones estructurales de los tres modelos evaluados. Este criterio establece que la suma de los momentos nominales de las columnas ($\sum Mnc$) que confluyen en un nudo debe ser al menos 1.2 veces mayor que la suma de los momentos nominales de las vigas ($\sum Mnv$), garantizando así que la plastificación ocurra primero en las vigas antes que en las columnas durante un evento sísmico.

Tabla 29: Verificación del criterio Columna Fuerte – Viga Débil

	Conexión	$\sum Mnc$ Kg – cm	$\sum Mnv$ Kg – cm	$1.2 \sum Mnv$ Kg – cm	Estado
Modelo 1	Central	1373574.4	1220131.23	1464157.48	No Cumple
Modelo 2	Central	1552135.21	1269429.28	1523315.13	Cumple
	Borde	1604229.17	952071.96	1142486.35	Cumple
Modelo 3	Central	1716817.98	1375752.12	1650902.54	Cumple
	Borde	1624125.27	1192406.63	1430887.96	Cumple
	Esquinera	1644531.98	848468.60	1018162.32	Cumple

Los resultados obtenidos evidenciaron que el Modelo 1 no cumple con el requerimiento en su conexión central. Por otro lado, tanto el Modelo 2 como el Modelo 3 satisfacen este criterio en todas sus conexiones, siendo el Modelo 3, producto del rediseño, el que presenta las relaciones más

favorables en sus conexiones centrales, de borde y esquineras, asegurando así un comportamiento estructural adecuado ante solicitaciones sísmicas.

3.6. Análisis de Conexión Viga – Columna mediante el Software IDEA StatiCa

Como fase final del análisis estructural, se presentan los resultados obtenidos del software IDEA StatiCa de los tres modelos analizados, para determinar el modelo que cumpla con los requerimientos estructurales establecidos por la normativa. A continuación, se comparan los valores obtenidos de cada modelo.

Tabla 30: Resultados del Análisis del Modelo 1 conexión central

Parámetro	Valor Obtenido %	Valor Máximo %	Estado
CONEXIÓN CENTRAL			
Resistencia al Corte	147.60	100.00	No cumple
Torsión	0.00	0.00	Ok
Interacción de esfuerzo	236.30	100.00	No cumple
Detallado del refuerzo	153.10	100	No Cumple

Tabla 31: Resultados del Análisis del Modelo 2 conexión Central y de Borde

Parámetro	Valor Obtenido %	Valor Máximo %	Estado
CONEXIÓN CENTRAL			
Resistencia al Corte	268.5	100.00	No cumple
Torsión	0.00	0.00	Ok
Interacción de esfuerzo	89.90	100.00	Cumple
Detallado del refuerzo	100	100	Cumple
CONEXIÓN BORDE			
Resistencia al Corte	111.10	100.00	No cumple
Interacción de esfuerzo	188.10	100.00	No cumple
Detallado del refuerzo	117.20	100	No cumple

Tabla 32: Resultados del Análisis del Modelo 3 conexión Central, Borde, y Esquinera

Parámetro	Valor Obtenido %	Valor Máximo %	Estado
CONEXIÓN CENTRAL			
Resistencia al Corte	25.6	100.00	Cumple
Interacción de esfuerzo	33.3	100.00	Cumple
Detallado del refuerzo	100	100	Cumple
CONEXIÓN BORDE			
Resistencia al Corte	36.70	100.00	Cumple
Interacción de esfuerzo	28.1	100.00	Cumple
Detallado del refuerzo	100	100	Cumple
CONEXIÓN ESQUINERA			
Resistencia al Corte	18.00	100.00	Cumple
Interacción de esfuerzo	16.6	100.00	Cumple
Detallado del refuerzo	100	100	Cumple

El análisis detallado de las conexiones mediante IDEA StatiCa evidencia una diferencia significativa entre los modelos estudiados. Los Modelos 1 y 2, diseñados según la NEC-SE-VIVIENDA, presentan falencias críticas en la resistencia al corte y la interacción de esfuerzos, con valores que superan los límites permitidos. Por su parte, el Modelo 3, desarrollado bajo los lineamientos de la NEC-SE-HM, demuestra un desempeño estructural óptimo, con valores entre 24% y 33% de la capacidad máxima en todas sus conexiones (central, borde y esquinera), validando así la efectividad del rediseño propuesto para este tipo de edificaciones.

4. Conclusiones

Del análisis estructural realizado se evidencia que las secciones mínimas establecidas en la NEC-SE-VIVIENDA, si bien cumplen con los límites de derivas inelásticas, presentan deficiencias significativas en términos de rigidez y comportamiento de las conexiones viga - columna, especialmente en la resistencia al cortante y el cumplimiento del criterio columna fuerte - viga débil. Adicionalmente, la reducción de sección de columnas entre pisos (de 25x25 cm

en planta baja a 20x20 cm en planta alta) producen problemas constructivos y estructurales importantes. Esta configuración requiere el doblado del acero longitudinal para acomodarlo a la sección más pequeña del segundo nivel, lo cual afecta las propiedades mecánicas de la varilla y afectar su capacidad resistente del nudo.

El análisis detallado de las conexiones mediante IDEA StatiCa, empleando el método CBFEM (Component-Based Finite Element Method), demostró que tanto el diseño con secciones mínimas como el modelo propuesto por la guía NEC-SE-VIVIENDA presentan vulnerabilidades en las uniones viga-columna, particularmente en la capacidad de resistencia al cortante del nudo y en la transferencia adecuada de esfuerzos entre elementos estructurales bajo solicitaciones sísmicas.

El rediseño realizado bajo los lineamientos de la NEC-SE-HM, Estructuras de Hormigón Armado demostró ser el único que cumplió satisfactoriamente con todos los parámetros de evaluación establecidos, incluyendo periodo fundamental, derivas inelásticas, criterios de nudo fuerte y columna fuerte - viga débil, por lo que se recomienda adoptar los criterios y especificaciones de esta normativa para el diseño de viviendas de dos pisos con luces menores a 5m, garantizando así un comportamiento estructural adecuado.

Los resultados del análisis demuestran que es fundamental realizar un diseño integral que considere no solo los parámetros generales sismorresistente de la estructura (período y derivas, participación modal, reacciones en la base), sino también el comportamiento local de las conexiones viga -columna, o también conocido como el diseño a capacidad ya que el cumplimiento de un solo criterio no garantiza un desempeño estructural adecuado ante solicitaciones sísmicas.

Como recomendación para este tipo de estructuras, es aconsejable seguir los lineamientos

de la norma NEC-SE-HM, la cual en nuestro caso de estudio demostró un comportamiento adecuado al implementar secciones de columnas de 30x30 cm y vigas de 25x30 cm, para poder asegurar una estructura sismorresistente y preservar la integridad del sistema estructural y sus ocupantes.

Referencias

- [1] S. R. Uma and A. M. Prasad, "Seismic behavior of beam column joints in reinforced concrete moment resisting frames," IITK-GSDMA-EQ31-V1.0, IITK-GSDMA Project on Building Codes, 2004.
- [2] Park, R., & Paulay, T. (2009). "Reinforced Concrete Structures". John Wiley & Sons.
- [3] NEC. (2015). "Norma Ecuatoriana de la Construcción. NEC-SE-HM". Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Ecuador.
- [4] ACI Committee 318. (2019). "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)". American Concrete Institute.
- [5] IDEA StatiCa. (2021). "IDEA StatiCa Detail 21.1.4 - Theoretical Manual". IDEA StatiCa s.r.o., Czech Republic.
- [6] Šabatka, L., Wald, F., Kabeláč, J., Gödrich, L., & Navrátil, J. (2019). "Component based finite element model of structural connections". Journal of Constructional Steel Research, 157, 290-298.
- [7] ACI Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352R-02)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002.
- [8] L. Xiao, X. Tian and J. Chen, "Component-Based Finite Element Method and Its Applications in Steel Connection Analysis," Engineering Structures, vol. 239, pp. 112-124, 2021.
- [9] NEC-SE-VIVIENDA. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción. Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Quito, Ecuador

- [10] Reglamento Nacional de Edificaciones E.020 Cargas (2006).
- [11] [NEC-SE-CG, 2015] Norma Ecuatoriana de la Construcción. NEC-SE-CG: Cargas No Sísmicas. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Quito, Ecuador
- [12] MIDUVI & CAMICON. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción. NEC-SE-DS: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Quito, Ecuador.
- [13] NEC-SE-DS. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico: Diseño Sismo Resistente. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Quito, Ecuador
- [14] [NEC-SE-DS, 2015] Capítulo 3.3.2 "Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones". Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico: Diseño Sismo Resistente. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Quito, Ecuador.
- [15] EN 1992-1-1:2014-12, "Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings," European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium, 2014.