



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE CUENCA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DE LA DERIVA ADMISIBLE PARA NORMATIVAS DE DISEÑO
SISMORRESISTENTE.**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingeniero Civil

AUTOR: MICHAEL JOSUÉ GUAMÁN FERNÁNDEZ

TUTOR: ING. MAURO ANDRÉS VALLEJO BOJORQUE, MSc.

Cuenca - Ecuador

2023

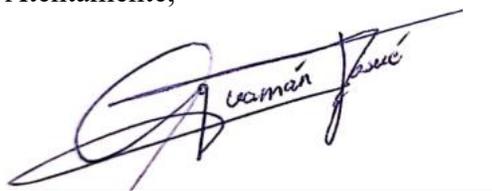
CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Michael Josué Guamán Fernández con documento de identificación N° 0106628779, manifiesto que:

Soy el autor y responsable del presente trabajo; y, autorizo 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.

Cuenca, 28 de julio del 2023

Atentamente,



Michael Josué Guamán Fernández

0106628779

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

Yo, Michael Josué Guamán Fernández con documento de identificación N° 0106628779, expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del Proyecto de investigación: “Análisis de la deriva admisible para normativas de diseño sismorresistente.”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

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

Cuenca, 28 de julio del 2023

Atentamente,



Michael Josué Guamán Fernández
0106628779

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Mauro Andrés Vallejo Bojorque con documento de identificación N° 0105736490, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: ANÁLISIS DE LA DERIVA ADMISIBLE PARA NORMATIVAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE., realizado por Michael Josué Guamán Fernández con documento de identificación N° 0106628779, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción Proyecto de Investigación que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 28 de julio del 2023

Atentamente,



Firmado electrónicamente por:
MAURO ANDRES
VALLEJO BOJORQUE

Ing. Mauro Andrés Vallejo Bojorque, MSc.
0105736490

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios Todopoderoso por haberme dado salud y vida durante toda mi carrera universitaria.

Al ingeniero, Mauro Andrés Vallejo Bojorque, director de este proyecto de titulación, quien desde el planteamiento de este proyecto me apoyo con su revisión y sus conocimientos profesionales para conseguir los objetivos planteados.

Al ingeniero, Adrián Patricio Tola Tola, por su confianza, apoyo, colaboración y aportación intelectual en la elaboración de la presente tesis.

DEDICATORIA

A mis queridos padres, Luis y Marcela les agradezco por su amor infinito y su constante aliento. Ustedes me han enseñado que los sueños se alcanzan con esfuerzo y determinación, y este proyecto de titulación es un testimonio de sus valores arraigados en mí.

A mi novia Geneva, tu presencia y aliento han sido importantes para conseguir este tan esperado logro.

A mi amada familia, les agradezco por su comprensión y paciencia en cada etapa. Sus palabras de ánimo y sonrisas de celebración han sido mi motor para perseverar.

A mis hermanos, Nicole y Nicolás por su constante ánimo y apoyo incondicional han sido un regalo invaluable. Nuestra conexión profunda y el sentido de unidad han sido un motor que me impulsó hacia adelante, recordándome siempre la importancia de la familia y el amor incondicional.

RESUMEN

Los eventos sísmicos a nivel mundial han evidenciado la relación entre los desplazamientos horizontales y los daños, tanto estructurales como no estructurales, en edificaciones. Esto ha

impulsado la revisión de los límites admisibles de la deriva en los códigos de diseño sísmico en varios países.

El enfoque central de esta investigación, titulada "Análisis de la Deriva Admisible para Normativas de Diseño Sismorresistente", consiste en evaluar la sensibilidad de la deriva estructural ante diversos factores que influyen en la geometría y el comportamiento durante eventos sísmicos. Dado que se enfoca en marcos resistentes al momento en rango lineal, se emplea el método de análisis estático para calcular fuerzas sísmicas equivalentes y, a partir de estas, obtener las derivas por nivel.

Para optimizar la parametrización en medio de múltiples análisis, se desarrolla un código Python. Las bibliotecas de OpenSeespy se utilizan para calcular desplazamientos y derivas por piso. Las máximas derivas varían entre modelos y ubicaciones, resaltando la importancia de considerar características estructurales y locacionales en el diseño para cumplir requisitos de desempeño sísmico.

La sensibilidad sísmica alude a la capacidad de respuesta ante fuerzas sísmicas, mostrando cambios ante variaciones de diseño. Estos conceptos son esenciales para evaluar la respuesta estructural ante sismos, influyendo en decisiones de diseño y refuerzo para garantizar seguridad y resiliencia en zonas sísmicas.

PALABRAS CLAVE

Deriva del Piso; Marcos Resistentes al Momento; Desplazamientos; Análisis Estático Lineal

ABSTRACT

Seismic events worldwide have evidenced the relationship between horizontal displacements and damage, both structural and non-structural, in buildings. This has prompted revision of allowable drift limits in seismic design codes in several countries.

The central focus of this research, entitled "Analysis of Allowable Drift for Seismic Resistant Design Regulations", consists of evaluating the sensitivity of structural drift to various factors that influence geometry and behavior during seismic events. Since it focuses on frames resistant to moment in linear range, the static analysis method is used to calculate equivalent seismic forces and, from these, obtain the drifts per level.

To optimize the parameterization in the midst of multiple analyses, a Python code is developed. OpenSeespy libraries are used to calculate displacements and drifts per floor. Maximum drifts vary between models and locations, highlighting the importance of considering structural and locational features in the design to meet seismic performance requirements.

Seismic sensitivity refers to the ability to respond to seismic forces, showing changes to design variations. These concepts are essential to evaluate the structural response to earthquakes, influencing design and reinforcement decisions to guarantee safety and resilience in seismic zones.

KEYWORDS

Floor Drift; Moment-Resisting Frames; Displacements; Linear Static Analysis

ÍNDICE DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTO	5
DEDICATORIA	6
RESUMEN	6
ABSTRACT	1
CAPÍTULO I	1
1. Introducción	1
1.2. Problema.....	2
1.3. Justificación.....	4
1.4. . Objetivo General.	5
1.5. Objetivos Específicos.....	5
CAPÍTULO II	6
2. Marco Teórico.....	6
2.1. Análisis Estático Lineal de Pórticos de Hormigón Armado.	6
2.2. Método de Diseño Basado en Fuerzas.	6
2.2.1. Espectro de Diseño Elástico.....	7
2.2.1.1. Factor de Zonificación Sísmica Z.....	7
2.2.1.2. Perfil de Suelo	8
2.2.1.3. Coeficientes de Amplificación del Suelo F_a , F_d , F_s	9
2.2.1.4. Razón Entre la Aceleración Espectral y el PGA. (η)	10
2.2.2. Elaboración del Espectro de Diseño Sísmico.	10
2.2.3. Periodo Fundamental de Vibración (T).	11
2.2.4. Sistema Estructural.	12
2.2.4.1. Pórtico Especial Resistente a Momento.....	12
2.2.4.2. Factor de Reducción Sísmica (R).	12
2.2.4.3. Coeficiente de Importancia.	13
2.2.5. Regularidad Estructural.	14
2.2.5.1. Coeficiente de Regularidad.	14
2.2.6. Cortante Basal.....	16
2.3. Límites Admisibles Para Derivas de Piso.	18
CAPÍTULO III.....	19
3. Metodología.	19
3.1. Descripción del Edificio.....	19

3.2. Propiedades de los Materiales.....	20
3.2.1. Secciones Agrietadas.....	21
3.3. Secciones Geométricas de los Elementos.....	22
3.3.1. Elementos vigas.....	22
3.3.2. Elementos Columnas.....	22
3.4. Relación Largo/Ancho.....	23
3.5. Condiciones de Apoyo en las Columnas.....	23
3.6. Condición del diafragma.....	24
3.7. Cargas para la Edificación.....	24
3.7.1. Cargas Muertas.....	24
3.7.2. Carga Permanente Losa.....	25
3.7.3. Cargas Vivas.....	26
3.7.4. Cargas Sísmicas.....	26
3.8. Interpretar el Uso Óptimo de OpenSees.....	26
3.8.1. Análisis de Columna Sometida a Carga Lateral en OpenSeesPy y ETABS.....	27
3.8.2. Análisis de Estructura Simple de Dos Niveles Sometida a Carga Lateral en OpenSeesPy y ETABS.....	28
CAPÍTULO IV.....	29
4. Modelación en OpenSees.....	29
4.1. Análisis Estático Lineal.....	29
4.1.1. Secciones de Elementos.....	29
4.1.2. Características del Edificio.....	30
4.1.3. Inicio del Modelado.....	30
4.1.4. Carpeta de salida.....	30
4.1.5. Combinaciones de base y altura.....	30
4.1.6. Definición de nodos.....	31
4.1.7. Apoyos en las bases de las columnas.....	32
4.1.8. Restricciones entre nodos.....	32
4.1.9. Definición de Secciones.....	33
4.1.10. Transformación geométrica.....	34
4.1.11. Definición de elementos.....	34
4.1.12. Acumulación de masa en nodos.....	34
4.1.13. Definición de cargas gravitatorias.....	35

4.1.14.	Definición de análisis gravitatorio.	35
4.1.15.	Análisis Estático – Fuerzas Equivalentes.....	36
4.1.15.1.	Aplicación de Cargas Sísmicas.	37
4.1.15.2.	Definición de análisis.....	38
4.1.16.	Registro de resultados.	39
CAPITULO V.....		40
5.	Modelación en ETABS.....	40
5.1.	Análisis Estático Lineal.....	40
5.1.1.	Definición del Material.	40
5.1.2.	Definición de secciones.	41
5.1.3.	Modelación de la estructura.	42
5.1.4.	Apoyos en la base de las columnas.....	43
5.1.5.	Definición y asignación de patrones de carga.....	43
5.1.6.	Carga sísmica reactiva según la NEC-15.....	45
5.1.7.	Asignación de Cargas por gravedad.	45
5.1.8.	Desplazamientos y derivas de piso.	46
CAPITULO VI.....		48
6.	Resultados.....	48
6.1.	Análisis Estático Lineal.....	48
CONCLUSIONES		64
RECOMENDACIONES.....		65
REFERENCIAS.....		66
ANEXOS		69
	Análisis Estático Lineal.....	69
	Edificio 4 Pisos – Base Articulada	69
	Espectro de Respuesta Sísmica Quito	93
	Cálculo de Fuerzas Horizontales Equivalentes.....	95

ÍNDICE DE FIGURAS.

Fig. 1. Valor del factor de Z según la sismicidad de cada zona.....	7
Fig. 2. Espectro de diseño	10
Fig. 3. Esquema general de modelos base para el estudio	19
Fig. 4. Columna empotrada modelada en ETABS.....	27
Fig. 5. Pórtico de dos niveles sometido a cargas laterales.....	28
Fig. 6. Material Property Data.	40
Fig. 7. Sección Columna.	41
Fig. 8. Sección Viga.....	42
Fig. 9. Modelo de la edificación.	42
Fig. 10. Restricciones en la base de la columna.....	43
Fig. 11. Definir Patrones de Carga.....	44
Fig. 12. Definir Patrón de Carga Sísmica en Dirección X.....	45
Fig. 13. Datos de Masas a Considerar Durante el Análisis.....	45
Fig. 14. Aplicación de Cargas Lineales Distribuidas.....	46
Fig. 15. Correr Análisis.....	46
Fig. 16. Desplazamientos a Nivel de Cada Piso.	47
Fig. 17. Derivas Máximas para cada Nivel de Entrepiso.....	47
Fig. 18. Derivas para edificio de 4 pisos articulado con viga de cimentación y ubicado en la ciudad de Quito.....	51
Fig. 19. Derivas para edificio de 6 pisos empotrado y ubicado en la ciudad de Cuenca.....	51
Fig. 20. Derivas para edificio de 8 pisos empotrado y ubicado en la ciudad de Quito con relación L/A de 1.5.	52
Fig. 21. Derivas para edificio de 12 pisos empotrado y ubicado en la ciudad de Quito con relación L/A de 1.5.	52
Fig. 22. Derivas considerando combinación de columnas y vigas para edificio de 12 pisos articulado con viga de cimentación.....	53
Fig. 23. Derivas considerando combinación de columnas y vigas para edificio de 12 pisos articulado con viga de cimentación.....	54
Fig. 24. Derivas considerando combinación de columnas y vigas para edificio de 12 pisos articulado con viga de cimentación.....	54
Fig. 25. Derivas considerando combinación de columnas y vigas para edificio de 12 pisos articulado con viga de cimentación.....	55
Fig. 26. Derivas considerando combinación de columnas y vigas para edificio de 4 pisos articulado con viga de cimentación.....	55

Fig. 27. Derivas considerando combinación de columnas y vigas para edificio de 4 pisos articulado con viga de cimentación.....	56
Fig. 28. Derivas considerando combinación de columnas y vigas para edificio de 6 pisos articulado con viga de cimentación.....	56
Fig. 29. Derivas considerando combinación de columnas y vigas para edificio de 6 pisos articulado con viga de cimentación.....	57
Fig. 30. Derivas considerando combinación de columnas y vigas para edificio de 8 pisos articulado con viga de cimentación.....	58
Fig. 31. Derivas considerando combinación de columnas y vigas para edificio de 8 pisos articulado con viga de cimentación.....	58
Fig. 32. Sensibilidad ante la variación de altura de pisos, ubicación Cuenca – Empotrado – L/A: 1.5.....	63
Fig. 33. Sensibilidad ante la variación de altura de pisos, ubicación Quito – Empotrado – L/A: 1.5.....	63
Fig. 34. Cálculo del Espectro de Respuesta Sísmica para Quito.	93
Fig. 35. Espectro de Diseño	94
Fig. 36. Cálculo de Fuerzas Equivalentes para un pórtico de hormigón armado de 4 niveles.	95
Fig. 37. Cálculo de Fuerzas Equivalentes de un pórtico de hormigón armado de 6 niveles...	96
Fig. 38. Cálculo de Fuerzas Equivalentes de un pórtico de hormigón armado de 6 niveles...	97
Fig. 39. Cálculo de Fuerzas Equivalentes de un pórtico de hormigón armado de 6 niveles...	98

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valor de Z con respecto a la zona sísmica.	8
Tabla 2. Categorías distintas de suelo.	8
Tabla 3. Coeficiente de amplificación de sitio, F_a , según perfil de suelo y factor Z.	9
Tabla 4. Coeficiente de amplificación de sitio, F_d , según perfil de suelo y factor Z.	9
Tabla 5. Coeficiente de amplificación de sitio, F_s , según perfil de suelo y factor Z.	10
Tabla 6. Coeficientes para estimar el periodo.	12
Tabla 7. Factores de resistencia R.	13
Tabla 8. Coeficiente de importancia según propósito de uso.	13
Tabla 9. Configuraciones estructurales recomendadas.	14
Tabla 10. Configuraciones estructurales no recomendadas.	15
Tabla 11. Coeficiente de irregularidad en planta.	15
Tabla 12. Coeficiente de irregularidad en elevación.	16
Tabla 13. Coeficiente k.	18
Tabla 14. Valores máximos para deriva inelástica.	18
Tabla 15. N° de pisos para cada configuración geométrica.	20
Tabla 16. Altura de entrepisos para distintos casos.	20
Tabla 17. Propiedades de los materiales.	20
Tabla 18. Valores de deriva de entrepiso máxima para ciertos países.	21
Tabla 19. Secciones elementos vigas.	22
Tabla 20. Secciones elementos columnas.	23
Tabla 21. Carga muerta para todos los niveles del edificio.	24
Tabla 22. Carga muerta de cubierta para el ultimo nivel.	24
Tabla 23. Espesor mínimo de losas no preesforzadas en dos direcciones.	25
Tabla 24. Recubrimiento de concreto para el refuerzo.	25
Tabla 25. Cálculo de carga por losa.	26
Tabla 26. Carga viva para todos los pisos.	26
Tabla 27. Desplazamientos comparados en ETABS y OpenSeesPy.	48
Tabla 28. Desplazamientos comparados en ETABS y OpenSeesPy.	49
Tabla 29. Desplazamientos comparados en ETABS y OpenSeesPy.	49
Tabla 30. Desplazamientos comparados en ETABS y OpenSeesPy.	50
Tabla 31. Sensibilidad ante la variación únicamente de las secciones de viga.	59
Tabla 32. Sensibilidad ante la variación de las secciones columnas.	60
Tabla 33. Sensibilidad ante la variación de las alturas de cada piso.	61

Tabla 34. Sensibilidad ante la variación del número de pisos.	61
Tabla 35. Sensibilidad ante la variación de secciones de vigas, para estructura en Cuenca – Articulado con viga de cimentación.	62
Tabla 36. Sensibilidad ante la variación de secciones de vigas, para estructura en Cuenca – Empotrado.....	62

CAPÍTULO I

1. Introducción

Ecuador por su localización geográfica dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico está sujeto a presenciar eventos sísmicos; dentro de los más destacables se encuentra el del año 1906 en Esmeraldas ($M_w = 8.8$), 1949 en Ambato ($M_w = 6.8$), Bahía de Caráquez en 1998 ($M_w = 7.2$) y el terremoto más reciente que tuvo lugar el 16 de abril de 2016 en el cantón Pedernales, Manabí ($M_w = 7.8$). Durante la acción de estas amenazas sísmicas se producen daños en las edificaciones, estos se deben principalmente a que se excede la deriva de piso admisible, la cual es regulada por la normativa sismorresistente de cada país, en el caso de Ecuador la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en los capítulos de la NEC-SE.DS. (MIDUVI,2015)

La deriva de piso máxima para una estructura bajo la influencia de cargas sísmicas se representa como un porcentaje de la altura del piso. El límite máximo para pórticos de hormigón es 2%; sin embargo, existen normativas de otros países (e.g. Chile, Colombia, Perú, México) que poseen límites de deriva menores a los establecidos por la normativa ecuatoriana. El cálculo de la deriva depende de múltiples factores, incluyendo las dimensiones de los elementos estructurales, el uso de secciones agrietadas, el módulo de elasticidad del hormigón, entre otros. El grado de sensibilidad de la deriva de piso al cambiar estos factores debe ser analizado como paso previo a posibles cambios de los límites de deriva vigentes en la NEC.

1.2. Problema.

El territorio ecuatoriano ha sido escenario de eventos sísmicos que han evidenciado la correlación directa entre el nivel de daño, tanto estructural como no estructural, y las deformaciones horizontales de entrepiso. Por consiguiente, la normativa vigente (NEC-SE-DS, 2015) establece directrices para el cálculo de la deriva de entrepiso y establece los valores máximos permisibles de dicha deformación. De manera similar, otros países han desarrollado sus propias regulaciones (por ejemplo, NSR-10, NTE E.030-2018, NCh 433 Of.96), las cuales presentan diferencias en cuanto al valor máximo permitido para la deformación horizontal del piso. (Cevallos et al, 2022)

El Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (CCCSR, 1984) establece que la deformación máxima del piso no debe superar el 1.5% de la altura. Posteriormente, en la revisión del código (NSR, 1998), se busca incrementar la rigidez de las estructuras reduciendo el límite máximo de deformación del piso al 1%, específicamente para estructuras de hormigón armado. En la actualidad, la norma colombiana (NSR-10) mantiene el valor máximo de 1%. Por otro lado, el código peruano (RNC-1977) estipula que la deformación entre pisos adyacentes no excederá el 1% de la altura del piso, mientras que la E.030-97 redujo esta deformación al 0.7% (considerando secciones no agrietadas), un valor que se mantiene en la norma actual. La normativa chilena NCh 433 Of.96, desde 1993 hasta su última actualización en 2012, considera un límite de deriva del 0.1% de la altura del piso y su verificación está basada en las distorsiones horizontales elásticas. (Martínez et al., 2022)

En contraste, Ecuador, a través de sus diversas versiones normativas como la CEC-2001, NEC-SE-DS 2011 y NEC-SE-DS 2015, permite una deformación admisible más alta, estableciendo un valor del 2%. Sin embargo, esta discrepancia en los valores máximos permisibles resalta la necesidad de una evaluación exhaustiva de las variables que inciden en el cálculo de la deriva de piso, empleando un análisis de sensibilidad. (Martínez et al., 2022)

Es relevante destacar que, a pesar de que varios apartados del código ecuatoriano se hallan actualmente en proceso de actualización bajo la dirección del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), como se expresó en el simposio virtual titulado “Difusión y Socialización de la Norma Ecuatoriana de la Construcción”, llevado a cabo el martes 27 de abril de 2021, uno de los desafíos más sustanciales consiste en la reducción de la deriva de piso. Esta situación es

especialmente significativa ya que Ecuador presenta de manera evidente los requisitos con menor exigencia en cuanto a la deriva en su código, particularmente cuando nos referimos a estructuras de hormigón armado.

1.3. Justificación.

Al ser el límite de la deriva de piso uno de los parámetros de mayor trascendencia en el diseño sismorresistente de edificaciones, su correcta determinación y control desempeñan un papel crítico en la garantía de la integridad estructural y la seguridad de las construcciones frente a eventos sísmicos. Ante esta premisa, es esencial emprender una evaluación de las múltiples variables que ejercen influencia en su cálculo, lo cual demanda la aplicación de un análisis de sensibilidad.

La amplitud y alcance de las variables involucradas en el cálculo de la deriva de piso abarcan desde aspectos geométricos y materiales hasta consideraciones de diseño estructural y propiedades de los sismos. Entre los elementos de peso se cuentan la rigidez de los sistemas estructurales, la disposición de elementos de amortiguamiento, la flexibilidad de las conexiones, la resistencia de los materiales empleados, la geometría de la edificación y su respuesta modal frente a cargas sísmicas.

La realización de un análisis de sensibilidad profundo proporciona una visión holística de cómo cada una de estas variables interacciona con la deriva de piso, identificando su grado de influencia y efecto relativo. A través de este enfoque, se pueden evaluar los rangos de cambio en la deriva de piso asociados con variaciones en las distintas variables, permitiendo así discernir cuáles factores predominan en la determinación de este parámetro crucial.

El análisis de sensibilidad no solo es pertinente desde una perspectiva puramente técnica, sino que también conlleva importantes implicaciones económicas y de seguridad. Al comprender plenamente cómo las variables impactan en la deriva de piso, los ingenieros pueden ajustar de manera precisa los diseños y estrategias de construcción para lograr niveles óptimos de control sísmico, optimizando recursos y reduciendo costos sin comprometer la seguridad de la estructura.

1.4.. Objetivo General.

Determinar la deriva de piso en un edificio aporticado de hormigón sujeto a diversas combinaciones de parámetros estructurales.

1.5. Objetivos Específicos.

- Definir la configuración de un edificio aporticado de hormigón que sirva como modelo base para todos los análisis.
- Definir los parámetros a modificarse en el modelo base (e.g. tamaño de vigas y columnas) para obtener la deriva.
- Obtener la deriva para cada combinación de parámetros.
- Estimar la sensibilidad de los factores seleccionados en el cálculo de las distorsiones de piso.

CAPÍTULO II

2. Marco Teórico.

2.1. Análisis Estático Lineal de Pórticos de Hormigón Armado.

En este estudio, se considera que la relación entre las cargas aplicadas y las distorsiones que resultan de ellas es lineal y permanece constante en el tiempo. En otras palabras, si la magnitud de la carga se duplica, el modelo responderá con el doble de desplazamientos y deformaciones (Romero et al, 2006).

La NEC-SE-DS (2015), establece que es posible evaluar el comportamiento de una estructura utilizando enfoques de análisis estático o dinámico. Conforme a las pautas de esta normativa (NEC, 2015), en el caso de estructuras con configuraciones regulares tanto en planta como en altura ($\phi_P = \phi_E = 1$), es viable emplear métodos de análisis estático para calcular las fuerzas laterales. Sin embargo, para todas las estructuras, se considera necesario aplicar el método estático basado en fuerzas como un requisito mínimo.

2.2. Método de Diseño Basado en Fuerzas.

El análisis estático lineal se establece mediante el enfoque basado en fuerzas, siendo un requisito fundamental en la configuración de sistemas de diseño sismorresistente para todo tipo de estructuras. La metodología se fundamenta en que las edificaciones al diseñarse deben soportar fuerzas producidas por los sismos y permitir determinar los efectos relacionados. (NEC-SE-DS, 2015; Suárez, 2009).

Para llevar a cabo el cálculo del MBF, es necesario seguir los siguientes pasos:

- Calcular el espectro de diseño $S_a(T)$ de acuerdo a la ubicación geográfica de la estructura y sus propiedades geotécnicas.
- Determinar el período fundamental de vibración (T_a) de la edificación.
- Calcular el cortante basal (V) que actúa sobre la estructura.
- Realizar la distribución adecuada del cortante basal en la configuración de la construcción.
- Verificar que las derivas de la edificación se mantengan dentro de los límites permisibles.

2.2.1. Espectro de Diseño Elástico.

El espectro de diseño de aceleraciones se define como la relación entre su periodo fundamental de vibración y la aceleración de respuesta de la estructura; refleja una secuencia o un grupo de movimientos de la superficie, los cuales han sido captados en el lugar durante sismos anteriores y debe cumplir con ciertas condiciones (Chopra, 2014). Siguiendo esta premisa, se llevará a cabo el cálculo del espectro de diseño según las directrices establecidas en (NEC-SE-DS, 2015). Al generar el espectro, se consideran las siguientes premisas:

2.2.1.1. Factor de Zonificación Sísmica Z.

La totalidad del suelo ecuatoriano está categorizado como una región de alto peligro sísmico, exceptuando el nororiente que exhibe un peligro sísmico intermedio, y el litoral ecuatoriano que presenta un peligro sísmico de nivel muy alto. Según el valor del factor Z el país se conforma por seis zonas sísmicas, dicho factor representa para el sismo de diseño la máxima aceleración en roca esperada. Esta magnitud se expresa como una proporción de la aceleración debido a la gravedad. (NEC-SE-DS, 2015)

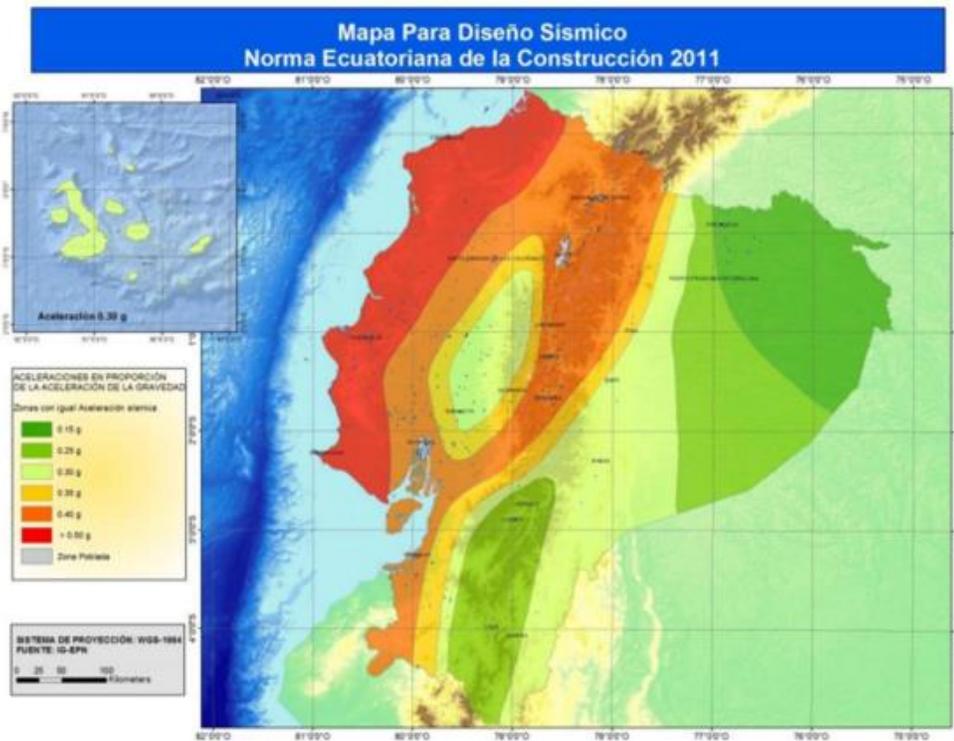


Fig. 1. Valor del factor de Z según la sismicidad de cada zona.

Fuente: (MIDUVI, 2015)

El mapa para diseño sísmico utilizado en el proceso de diseño es el fruto del análisis de riesgo sísmico para un nivel de excedencia del 10% en un lapso de 50 años (correspondiente a un período de retorno de 475 años). (NEC-SE-DS, 2015).

ZONA SISMICA	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z.	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	>0.50
Caracterización del peligro sísmico.	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla 1. Valor de Z con respecto a la zona sísmica.

Fuente: (MIDUVI, 2015)

2.2.1.2. Perfil de Suelo

Dependiendo de cada sitio particular, las propiedades geotectónicas de cada uno ejercen una notable influencia en la estructura, se establecen seis categorías distintas de suelo, las cuales se detallan en la Tabla 2. (NEC-SE-DS, 2015)

Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $\geq V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante.	760 m/s $\geq V_s \geq 360$ m/s
D	Perfiles de suelo rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	360 m/s $> V_s > 180$ m/s
	Perfiles de suelo rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N > 15$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas.	IP $>$, w $\geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista.	

Tabla 2. Categorías distintas de suelo.

Fuente: (MIDUVI, 2015)

2.2.1.3. Coeficientes de Amplificación del Suelo Fa, Fd, Fs.

Fa: El coeficiente de amplificación del suelo en la región de periodo corto, para diseño en roca, incrementa el valor de las ordenadas del espectro de diseño elástico de aceleraciones. (NEC-SE-DS, 2015)

Tipo de perfil del Subsuelo.	Zona Sísmica y factor Z.					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,40	1,30	1,25	1,23	1,20	1,18
D	1,60	1,40	1,30	1,25	1,20	1,12
E	1,80	1,40	1,25	1,10	1,00	0,85
F	Ver Tabla 2: Clasificación de los perfiles de Suelo y la Sección 10.5.4					

Tabla 3. Coeficiente de amplificación de sitio, Fa, según perfil de suelo y factor Z.

Fuente: (MIDUVI, 2015)

Fd: Coeficiente que incrementa el valor de las ordenadas del espectro de respuesta elástico de desplazamientos, considerando las influencias del sitio, para diseño en roca. (NEC-SE-DS, 2015)

Tipo de perfil del Subsuelo.	Zona Sísmica y factor Z.					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
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	2,10	1,75	1,70	1,65	1,60	1,50
F	Ver Tabla 2: Clasificación de los perfiles de Suelo y la Sección 10.6.4					

Tabla 4. Coeficiente de amplificación de sitio, Fd, según perfil de suelo y factor Z.

Fuente: (MIDUVI, 2015)

Fs: Este coeficiente toma en cuenta la no linealidad de los suelos, la degradación del periodo del sitio relacionado con el contenido de la frecuencia de la excitación sísmica y la intensidad, y las variaciones relativas de desplazamientos del suelo, para los espectros de desplazamientos y aceleraciones. (NEC-SE-DS, 2015)

Tipo de perfil del Subsuelo.	Zona Sísmica y factor Z.					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
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	1,40
E	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00
F	Ver Tabla 2: Clasificación de los perfiles de Suelo y la Sección 10.6.4					

Tabla 5. Coeficiente de amplificación de sitio, F_s , según perfil de suelo y factor Z..

Fuente: (MIDUVI, 2015)

2.2.1.4. Razón Entre la Aceleración Espectral y el PGA. (η)

Expresa la relación entre S_a/z en entornos rocosos, donde el valor de η fluctúa en función de la ubicación geográfica en el país donde la edificación será colocada. Los valores correspondientes se presentan a continuación: (NEC-SE-DS, 2015)

$\eta = 1.80$ (Provincias de la región Costa, excluyendo Esmeraldas)

$\eta = 2.48$ (Provincias de la región Sierra, Esmeraldas y Galápagos)

$\eta = 2.60$ (Provincias de la región Oriente)

2.2.2. Elaboración del Espectro de Diseño Sísmico.

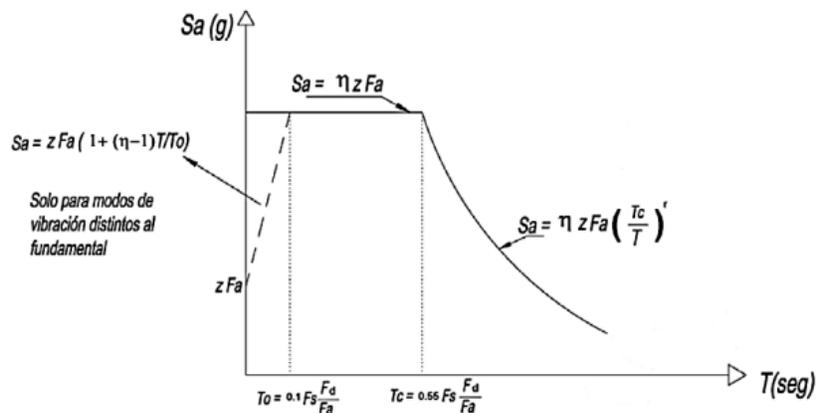


Fig. 2. Espectro de diseño

Fuente: (MIDUVI, 2015)

El procedimiento para elaborar el espectro de respuesta sísmica, se describe a continuación:

Para $0 \leq T \leq T_c$, la aceleración de respuesta espectral se calcula como:

$$S_a = \eta Z F_a$$

Para $T > T_c$, se calcula la aceleración de respuesta espectral de la siguiente manera:

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$$

Donde:

$$T_c = 0.55 \frac{F_s F_d}{F_a}$$

Los datos necesarios para la definición del espectro de respuesta son:

η : Representa la relación entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

T : Período fundamental de vibración de la estructura.

T_c : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que refleja el sismo de diseño.

Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

r : Factor que depende de la ubicación geográfica de la estructura.

$r = 1$ Para todos los tipos de suelos (exceptuando tipo E).

$r = 1.5$ Para suelo tipo E.

2.2.3. Período Fundamental de Vibración (T).

La normativa presenta dos metodologías para determinar el valor aproximado del período de vibración. Los valores derivados de estos métodos en un principio proporcionan una estimación razonable del período de la estructura, lo cual es esencial para calcular la fuerza producida por la actividad sísmica, la cual que afectará a la estructura del edificio. En este proyecto de titulación, se opta por emplear el método 1. (NEC-SE-DS, 2015).

Método 1 (Empírico)

$$T = C_t h_n^\alpha$$

C_t: Coeficiente que varía según la tipología del edificio.

h_n: Se mide desde la base y representa la altura máxima de la estructura de n niveles.

T: Periodo de vibración

Tipo de estructura	C _t	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 estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Tabla 6. Coeficientes para estimar el periodo.

Fuente: (MIDUVI, 2015)

2.2.4. Sistema Estructural.

2.2.4.1. Pórtico Especial Resistente a Momento.

Se refiere a un sistema estructural constituido por vigas suspendidas del sistema de piso y columnas. Este pórtico tiene la capacidad de soportar tanto cargas verticales como fuerzas equivalentes producidas por un sismo. Las conexiones entre columnas-vigas están diseñadas y detalladas de manera que puedan soportar dichas fuerzas, y específicamente se encuentran concebidas para que la edificación exhiba un comportamiento dúctil. (NEC-SE-DS, 2015, pág. 11)

2.2.4.2. Factor de Reducción Sísmica (R).

Este factor se emplea en el cálculo del cortante basal y posibilita la disminución de las fuerzas sísmicas, bajo la condición de que la estructura se diseñe cumpliendo plenamente todos los requisitos de resistencia sísmica. Si la configuración resistente de la estructura consiste en una combinación de diversos sistemas, se considerará el valor R más pequeño. (NEC-SE-DS, 2015).

Sistemas duales	R
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

Tabla 7. Factores de resistencia R.

Fuente: (MIDUVI, 2015)

2.2.4.3. Coeficiente de Importancia.

El valor del coeficiente se lo establece considerando la categoría y el propósito de uso, destino e importancia de la estructura diseñada, en base a la tabla que se presenta a continuación:

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias 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. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 8. Coeficiente de importancia según propósito de uso.

Fuente: (MIDUVI, 2015)

2.2.5. Regularidad Estructural.

En la NEC 15 (NEC-SE-DS) en su sección 5.2, se detallan las disposiciones de configuración estructural que son recomendadas y aquellas que no lo son. Estas recomendaciones se basan en diversas variables, como regularidades tanto en la distribución en planta como en la elevación de la estructura, altura de entresijos y alteraciones en la rigidez.

2.2.5.1. Coeficiente de Regularidad.

Los coeficientes de regularidad desempeñan la función de fortalecer la estructura, lo que, a su vez, incrementa el valor del contante basal. Este aumento en la capacidad de la resistencia de la edificación contribuye a mejorar su comportamiento ante la presencia de eventos sísmicos. A continuación, se presentan las tablas con el respectivo valor de cada coeficiente y los casos de irregularidad que pueden presentarse. (NEC-SE-DS, 2015)

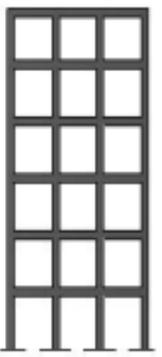
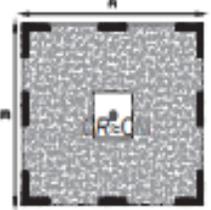
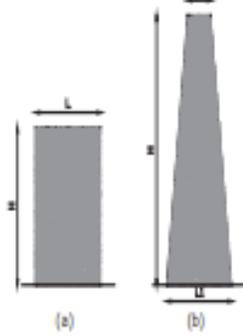
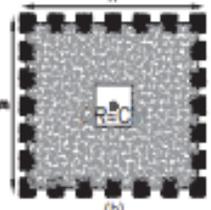
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_E=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_P=1$	
La altura de entresijos y la configuración vertical de sistemas aporricados, es constante en todos los niveles. $\phi_E=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante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

Tabla 9. Configuraciones estructurales recomendadas.

Fuente: (MIDUVI, 2015)

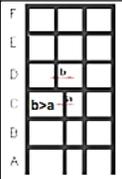
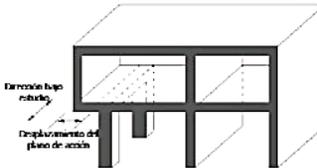
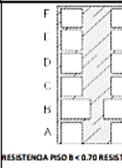
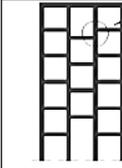
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p> 	<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p> 	
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>  <p>RESISTENCIA PISO B < 0.70 RESISTENCIA PISO C</p>		
<p>Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p> 		

Tabla 10. Configuraciones estructurales no recomendadas.

Fuente: (MIDUVI, 2015)

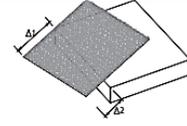
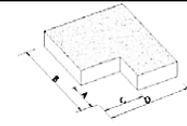
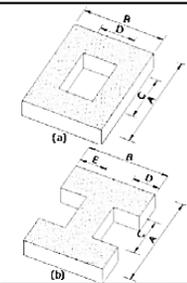
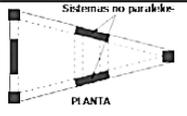
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_p=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p> 	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_p=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ 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 $\phi_p=0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$ 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 $\phi_p=0.9$ 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> 	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 11. Coeficiente de irregularidad en planta.

Fuente: (MIDUVI, 2015)

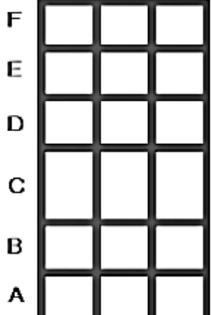
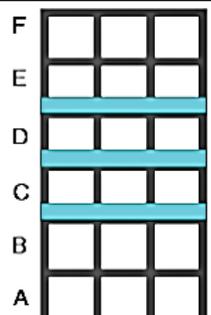
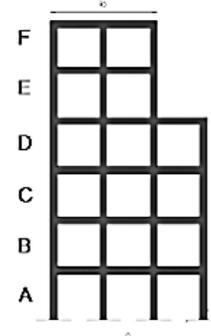
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ 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 $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</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>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 12. Coeficiente de irregularidad en elevación.

Fuente: (MIDUVI, 2015)

2.2.6. Cortante Basal.

El cortante basal constituye la sumatoria de todas las fuerzas horizontales ejercidas en la base de la estructura, producto de la acumulación de todas las fuerzas originadas por la actividad sísmica. Estas fuerzas pueden aplicarse con o sin reducción, según las especificaciones, a la edificación en una dirección determinada. (NEC-SE-DS, 2015)

$$V = \frac{I S_a (T_a)}{R \phi_p \phi_E} * W$$

Donde:

V: Cortante basal total de diseño

I: Coeficiente de importancia

Sa(Ta): Espectro de respuesta en aceleración

Ta: Periodo de vibración

R: Factor de reducción de resistencia sísmica

ØE & ØP: Coeficientes de configuración en elevación y planta.

W: Carga sísmica reactiva

Distribución vertical de fuerzas sísmicas horizontales.

Estas fuerzas sísmicas se imponen en el centro de masa de cada nivel del edificio, con un desplazamiento del 5% con respecto a la dimensión máxima de la estructura, para mitigar eventuales efectos de torsión inesperada. En cuanto a la disposición de las fuerzas verticales, sigue un patrón similar a una distribución lineal triangular, y se calculan usando la fórmula que se presenta a continuación: (NEC-SE-DS, 2015)

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}$$

Donde:

F_x: Fuerza sísmica horizontal aplicada en el nivel n de la edificación.

H_x: Altura del piso n de la edificación, medida desde su base.

K: Coeficiente vinculado con el periodo de vibración de la estructura.

W_x: Carga reactiva asignada al nivel n de la edificación.

La determinación del coeficiente "k" se basa en la tabla siguiente:

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Tabla 13. Coeficiente k.

Fuente: (MIDUVI, 2015)

2.3. Límites Admisibles Para Derivas de Piso.

La deriva se refiere a la distorsión lateral relativa entre dos pisos consecutivos, causado por una fuerza horizontal, y se divide por la altura del entrepiso. En lo que respecta al control de las derivas, se requiere una evaluación de deformaciones mediante el cálculo de las máximas derivas inelásticas por nivel, teniendo en cuenta las secciones que han experimentado grietas (NEC-SE-DS, 2015).

El cálculo de las derivas se define mediante la siguiente ecuación y debe estar de acorde a los límites estipulados en la Tabla 14. (NEC-SE-DS, 2015)

$$\Delta_m = 0.75 R \Delta_E$$

En la ecuación anterior:

Δ_m : Deriva máxima inelástica

Δ_E : Desplazamiento calculado utilizando las fuerzas laterales de diseño reducidas.

R : Factor de reducción de resistencia

La deriva máxima en cualquier situación no debe superar los límites especificados en la siguiente tabla, donde la deriva se muestra como un porcentaje de la altura del piso.: (NEC-SE-DS, pág. 40)

Estructuras de:	Δ_m máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Tabla 14. Valores máximos para deriva inelástica.

Fuente: (MIDUVI, 2015)

CAPÍTULO III

3. Metodología.

3.1. Descripción del Edificio.

En este estudio se elabora varios marcos de hormigón armado resistentes a momentos, se tiene como modelo base un edificio con regularidad en planta y elevación Fig. 3. Su configuración geométrica está conformada por la combinación de los parámetros indicados en la Tabla 15, en cuanto a las dimensiones del modelo se propone cuatro vanos con una longitud de 6 m entre ejes de columna en la dirección X y en la dirección Y. La altura de los pisos se define en base a la Tabla 16. y se cuenta con un diafragma rígido en cada piso. Los elementos resistentes a las fuerzas sísmicas están conformados por marcos en la dirección X y Y, sin embargo, para simplificar el estudio se opta por un análisis en dos dimensiones en el sentido X. Además, se considera que el edificio está situado en Cuenca y Quito, orientado al uso de oficinas y con un perfil de suelo tipo D en ambos casos.

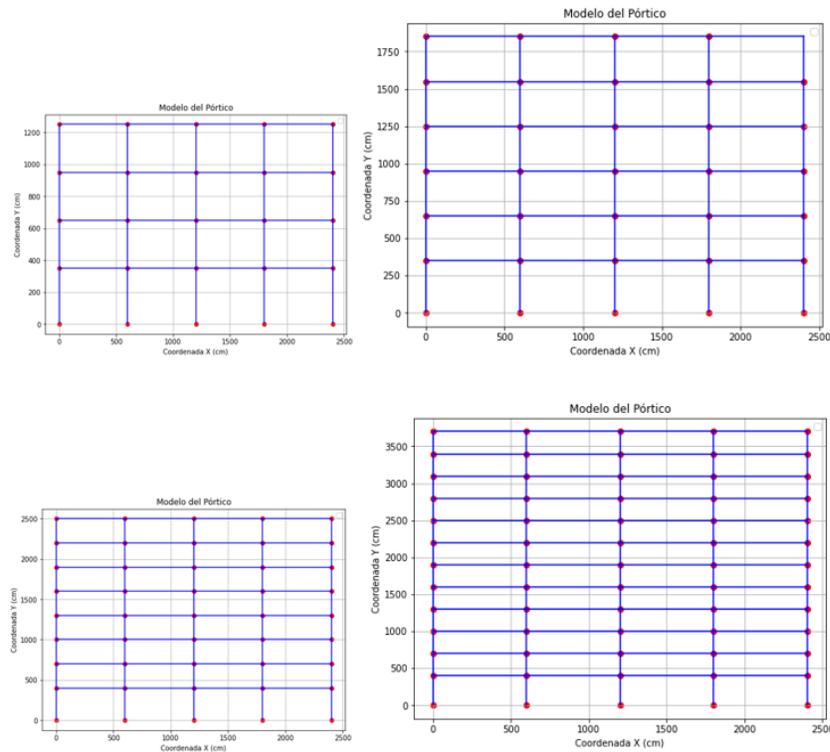


Fig. 3. Esquema general de modelos base para el estudio

Fuente: Autor

Nº de Pisos	4
	6
	8
	12

Tabla 15. Nº de pisos para cada configuración geométrica.

Fuente: Autor

Caso	Niveles	Altura m
1	Todos	3
2	Todos	3.5
3	Primer Restantes	3.5 3
4	Primer Restantes	4 3

Tabla 16. Altura de entrepisos para distintos casos.

Fuente: Autor

3.2. Propiedades de los Materiales.

En base a la NEC – SE – HM el valor mínimo de resistencia a la compresión para el hormigón normal expuesto a condiciones ambientales es de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días, por lo tanto, se asume que el hormigón posee dicha resistencia y que el acero de refuerzo es de grado 60 con una resistencia a la fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

El módulo de elasticidad para el hormigón (E) de densidad normal se obtiene en base a la siguiente fórmula: (ACI-318, 2019)

$$E = 15100 * \sqrt{f'c}$$

Propiedad	Valor	Unidad
E	210	kg/cm ²
f'c	218819.789	kg/cm ²
γhormigón	2400	kg/m ³
Es	2100000	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
γacero	7850	kg/m ³

Tabla 17. Propiedades de los materiales.

Fuente: Autor

3.2.1. Secciones Agrietadas.

En el diseño de estructuras de hormigón armado, para calcular la rigidez y las derivas máximas en la edificación, se emplea el concepto de inercias agrietadas en los elementos que integran el pórtico. Los valores de estas inercias agrietadas son los siguientes: (NEC-SE-DS, 2015)

- 0.5 I_g para vigas
- 0.8 I_g para columnas

De igual manera, en la normativa sismorresistente de cada país se estipulan los valores máximos para la deriva de entrepiso, en la siguiente tabla se encuentra especificado el criterio y su respectivo valor.

País	Código	Criterio																								
		Material Predominante	Δ_i/h_i																							
Perú	NTE E-030 2003	Concreto Armado	0,007																							
		Acero	0,01																							
		Albañilería	0,005																							
		Madera	0,01																							
Colombia	NSR-98	Material Predominante																								
		Concreto reforzado, metálicas y de madera	0,01																							
		Mampostería	0,005																							
México	NTCDS-96	“Los desplazamientos laterales de piso consecutivos producidos por las acciones sísmicas, no excederán 0,006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite de cuestión será de 0,012”.																								
Chile	NCh 433.Of96	“El desplazamiento relativo de pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002. El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de 0.001h al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en donde h es la altura de entrepiso”.																								
Ecuador	NEC	Estructura de	ΔM máxima																							
		Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,020																							
		De mampostería	0.010																							
Estados Unidos	ASCE 7-10	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Estructura</th> <th colspan="3">Categoría de Riesgo</th> </tr> <tr> <th>I o II</th> <th>III</th> <th>IV</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Estructuras, distintas de estructuras de muros de corte de mampostería, 4 pisos o menos sobre la base como se define en la Sección 11.2, con muros interiores, divisores, techos, y sistemas de muros exteriores que han sido diseñados para disminuir las derivas de piso</td> <td>0.025^a</td> <td>0.020^a</td> <td>0.015^a</td> </tr> <tr> <td>Estructuras con muros de corte de mampostería en voladizo^b</td> <td>0.010^a</td> <td>0.010^a</td> <td>0.010^a</td> </tr> <tr> <td>Otras estructuras con muros de corte de mampostería</td> <td>0.007^a</td> <td>0.007^a</td> <td>0.007^a</td> </tr> <tr> <td>Todas las demás estructuras</td> <td>0.020^a</td> <td>0.015^a</td> <td>0.010^a</td> </tr> </tbody> </table>		Estructura	Categoría de Riesgo			I o II	III	IV	Estructuras, distintas de estructuras de muros de corte de mampostería, 4 pisos o menos sobre la base como se define en la Sección 11.2, con muros interiores, divisores, techos, y sistemas de muros exteriores que han sido diseñados para disminuir las derivas de piso	0.025 ^a	0.020 ^a	0.015 ^a	Estructuras con muros de corte de mampostería en voladizo ^b	0.010 ^a	0.010 ^a	0.010 ^a	Otras estructuras con muros de corte de mampostería	0.007 ^a	0.007 ^a	0.007 ^a	Todas las demás estructuras	0.020 ^a	0.015 ^a	0.010 ^a
		Estructura	Categoría de Riesgo																							
I o II	III		IV																							
Estructuras, distintas de estructuras de muros de corte de mampostería, 4 pisos o menos sobre la base como se define en la Sección 11.2, con muros interiores, divisores, techos, y sistemas de muros exteriores que han sido diseñados para disminuir las derivas de piso	0.025 ^a	0.020 ^a	0.015 ^a																							
Estructuras con muros de corte de mampostería en voladizo ^b	0.010 ^a	0.010 ^a	0.010 ^a																							
Otras estructuras con muros de corte de mampostería	0.007 ^a	0.007 ^a	0.007 ^a																							
Todas las demás estructuras	0.020 ^a	0.015 ^a	0.010 ^a																							
<p>^a h_i es la altura del piso debajo del nivel i.</p> <p>^b Para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas compuestos exclusivamente por pórticos a momento en las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F, la deriva permisible del piso deberá cumplir con los requerimientos de la Sección 12.12.1.1.</p> <p>^c No habrá límite de deriva para las estructuras de un solo piso con sistemas de muros interiores, divisores, techos y muros exteriores que han sido diseñados para disminuir las derivas de piso. El requisito de separación de la estructura de la Sección 12.12.3 no se aplicará.</p> <p>^d Las estructuras cuyo sistema estructural básico consista en muros de corte de mampostería diseñados como elementos verticales en voladizo desde su base o base de apoyo que estén construidos de manera que la transferencia de momento entre los muros de corte funcione como un elemento de unión.</p>																										

Tabla 18. Valores de deriva de entrepiso máxima para ciertos países.

Fuente: Autor

3.3. Secciones Geométricas de los Elementos.

En esta investigación se busca identificar el impacto de estas variables en el rendimiento de la estructura bajo la acción de cargas sísmicas, por lo tanto, se usa secciones estándar para que el estudio paramétrico sea más detallado y preciso.

3.3.1. Elementos vigas.

Las secciones de las vigas durante el análisis serán:

Ancho		Altura
cm		cm
25	x	40
25	x	50
25	x	55
25	x	60
25	x	65
25	x	70
30	x	40
30	x	50
30	x	55
30	x	60
30	x	65
30	x	70
35	x	40
35	x	50
35	x	55
35	x	60
35	x	65
35	x	70

Tabla 19. Secciones elementos vigas
Fuente: Autor

3.3.2. Elementos Columnas

Las secciones consideradas son:

Combinaciones Columna		
Ancho		Altura
cm		cm
30	x	30
40	x	40
50	x	50
60	x	60
70	x	70
80	x	80
90	x	90
100	x	100

Tabla 20. Secciones elementos columnas

Fuente: Autor

3.4. Relación Largo/Ancho

Consiste en la proporción entre la longitud y el ancho de la estructura vista en planta. Se obtiene con el cociente entre la longitud (L) y el ancho (W) de un objeto.

$$\text{Relación} = 24/24 = 1$$

$$\text{Relación} = 36/24 = 1.5$$

3.5. Condiciones de Apoyo en las Columnas.

Los apoyos permiten restringir los movimientos del sistema estructural y transferir los esfuerzos. En estructuras las bases las columnas deben tener apoyos, estos pueden ser empotrados en el caso de considerar una zapata de cierta rigidez de apoyo con el suelo, al empotrar no se permiten los movimientos en sentido horizontal y vertical, así como tampoco el giro. Para columnas con vigas de cimentación el apoyo considerado es un articulado, ya que se busca distribuir la carga de la columna sobre una superficie mayor y proporcionar una mayor rigidez y resistencia al suelo. Es importante mencionar que una cimentación y el suelo nunca son completamente rígidos. Tanto la cimentación como el suelo tienen cierto grado de deformabilidad y elasticidad, lo que significa que pueden experimentar desplazamientos y deformaciones bajo la acción de las cargas y sollicitaciones aplicadas, afectando la estabilidad de la estructura. (Pardo, 2019)

3.6. Condición del diafragma.

En este caso, los entrepisos superiores están sobre un sistema de losa bidireccional, por lo tanto, se considera un diafragma rígido, es decir, la estructura no cambia su forma en planta al estar sometida a cargas sísmicas laterales y mantiene sus dimensiones, así como, su forma. (IMCA, 2023)

3.7. Cargas para la Edificación.

Para estimar las cargas que actúan sobre la estructura, la NEC 2015 en su sección de Cargas No Sísmicas posee valores tanto para cargas muertas como vivas.

3.7.1. Cargas Muertas.

Son aquellas cargas permanentes que contribuyen un peso a la estructura sin cambiar su posición durante toda su vida útil. A continuación, se presenta las cargas muertas presentes:

Carga	Valor kg/m²
Enlucidos y masillados	33
Recubrimientos	33
Instalaciones	30
Mamposterías	200
Sobrecarga permanente	296

Tabla 21. Carga muerta para todos los niveles del edificio.

Fuente: MIDUVI (2015)

Carga	Valor kg/m²
Cubiertas (S) planas, inclinadas y curvas.	70

Tabla 22. Carga muerta de cubierta para el último nivel.

Fuente: MIDUVI (2015)

Nota: El peso propio de los elementos (columnas, vigas, losa) del pórtico son propios de cada diferente combinación de parámetros (secciones, número de pisos, etc).

3.7.2. Carga Permanente Losa.

Esta carga se calcula considerando una losa bidireccional, con casetones de 0.2mx0.4mx0.4m y una losa con dimensiones 0.25mx1mx1m, que corresponde a espesor, ancho y longitud, respectivamente.

El espesor mínimo de la losa bidireccional se calculó en base al ACI-318, en donde según la tabla 8.3.1.1. (ACI-318) el espesor mínimo es el cociente entre la luz libre entre cara de los apoyos y treinta y tres. (ACI-318, 2019)

f_y MPa ^[2]	Sin ábacos ^[3]			Con ábacos ^[3]		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde ^[4]		Sin vigas de borde	Con vigas de borde ^[4]	
280	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
520	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

Tabla 23. Espesor mínimo de losas no preesforzadas en dos direcciones.

Fuente: (ACI-318, 2019)

$$\frac{\ell_n}{33} = 0.18 = 20 \text{ cm}$$

Además, se considera un recubrimiento de concreto para el miembro losa de 5 cm, según (ACI-318, 2015).

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras No. 19 a No. 57	50
		Barra No. 16, alambre MW200 ó MD200, y menores	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barras No. 43 y No. 57	40
		Barra No. 36 y menores	20
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	40

Tabla 24. Recubrimiento de concreto para el refuerzo.

Fuente: (ACI-318, 2019)

CASETONES						LOSA					Peso losa	PESO TOTAL	
Espesor [m]	Ancho [m]	Longitud [m]	Junta [m]	Area [m2]	Volumen [m3]	N casetones [und/m2]	Espesor [m]	Ancho losa [m]	Longitud losa [m]	Area de la losa [m2]	Volumen de la losa [m3]	kg en 1 m2	LOSA [kg]
0.2	0.4	0.4	0.088	0.16	0.032	4.20	0.25	1	1	1	0.25	277.50	59940.00

Tabla 25. Cálculo de carga por losa.

Fuente: Autor

3.7.3. Cargas Vivas.

Son aquellas cargas gravitacionales temporales que se producen durante el uso de la edificación. Su valor depende del uso al cual este destinado el edificio y considera los pesos de las personas, equipos, muebles y accesorios móviles o temporales. Según la NEC-15-Cargas No Sísmicas, su valor es de:

Carga	Valor kg/m2
Edificio de Oficinas NEC- Cargas No Sísmicas	240

Tabla 26. Carga viva para todos los pisos.

Fuente: MIDUVI (2015)

3.7.4. Cargas Sísmicas.

Durante el movimiento de la superficie se generan ondas sísmicas que se propagan por medio del suelo y afectan a las estructuras cercanas, estas ondas producen aceleraciones, velocidades y desplazamientos en la estructura, lo que da como resultado unas fuerzas que actúan sobre la misma.

3.8. Interpretar el Uso Óptimo de OpenSees.

OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) es una herramienta promovida por Pacific Earthquake Engineering Research Center para simular el comportamiento de estructuras afectadas por acciones sísmicas. Esta plataforma trabaja con la metodología de elementos finitos, lo que conlleva a modelar la estructura subdividida en nodos y elementos con sus respectivas cargas y restricciones. Pese a que OpenSees tiene a TCL como lenguaje primario de interpretación se puede programar en sintaxis de Python utilizando la biblioteca de funciones de OpenSees.

El código de programación se elaboró según el procedimiento estipulado en los módulos de OpenSeesPy. A continuación, se describe el proceso general para efectuar un análisis con esta plataforma:

- Definir carpetas de salida.
- Construir el modelo.
- Aplicar cargas gravitatorias.
- Definir análisis estático.
- Realizar análisis estático.

3.8.1. Análisis de Columna Sometida a Carga Lateral en OpenSeesPy y ETABS.

Como introducción e interpretación del uso adecuado de OpenSeespy, se realizó el análisis del desplazamiento de una columna de 3.5 m de altura, en dos dimensiones y considerando tres grados de libertad. El elemento tiene por sección 40x40 cm y su apoyo en la base es empotrado. La carga esta aplicada horizontalmente en la parte superior de la misma y su valor es de 6075.39 kg.

El material considerado es hormigón armado con $f'c$ de 210 kg/cm² y su E se calcula según la sección 3.2.

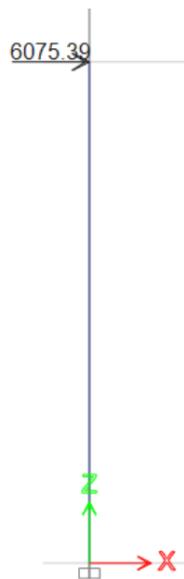


Fig. 4. Columna empotrada modelada en ETABS.

Fuente: Autor

El desplazamiento obtenido en ETABS y OpenSeesPy, coincidió con un valor de 2.32 cm. La Tabla resumen, el código ejecutado y el modelado se pueden observar en el apartado de Anexos.

3.8.2. Análisis de Estructura Simple de Dos Niveles Sometida a Carga Lateral en OpenSeesPy y ETABS.

Para comprender mejor los conceptos y herramientas de OpenSeesPy descritas en los manuales de la biblioteca de esta plataforma de programación, se presenta este ejemplo siguiendo un orden de complejidad, desde el análisis de una columna hasta el Análisis del modelo base con sus distintas configuraciones.

Este modelo sencillo se encuentra en dos dimensiones (ndm 2) y con tres grados de libertad (ndf 3), consiste en un pórtico de un vano y dos niveles, los elementos (columnas, vigas) se modelaron como elementos elásticos y la base de las columnas están empotradas. La altura del primer piso es 4 m y del segundo 3 m. Su módulo de elasticidad (E) se obtiene según la sección 3.2. considerando un material de hormigón armado de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

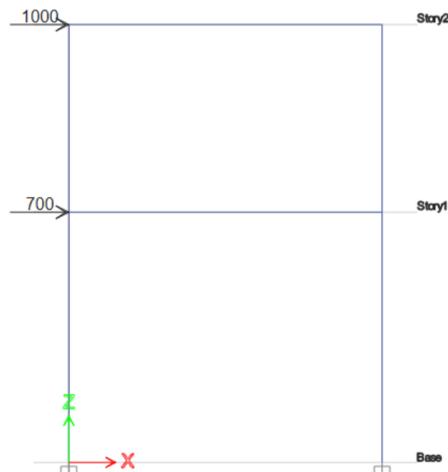


Fig. 5. Pórtico de dos niveles sometido a cargas laterales.

Fuente: Autor

Una vez, realizado el análisis tanto en ETABS como OpenSees se obtienen resultados iguales para el desplazamiento en cada piso. Los valores son de 0.94 cm y 0.71 cm, para el segundo y primer piso, respectivamente. La evidencia correspondiente a este análisis se encuentra en la parte de Anexos.

CAPÍTULO IV

4. Modelación en OpenSees.

OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) es una herramienta promovida por Pacific Earthquake Engineering Research Center para simular el comportamiento de estructuras afectadas por acciones sísmicas. Esta plataforma trabaja con la metodología de elementos finitos, lo que conlleva a modelar la estructura subdividida en nodos y elementos con sus respectivas cargas y restricciones. Pese a que OpenSees tiene a TCL como lenguaje primario de interpretación se puede programar en sintaxis de Python utilizando la biblioteca de funciones de OpenSees.

El código de programación se elaboró según el procedimiento estipulado en los módulos de OpenSeesPy. A continuación, se describe el proceso general para efectuar un análisis con esta plataforma:

- Definir carpetas de salida.
- Construir el modelo.
- Aplicar cargas gravitatorias.
- Definir análisis estático.
- Realizar análisis estático.

4.1. Análisis Estático Lineal.

En este capítulo se muestra el proceso a seguir para realizar un análisis estático lineal a una edificación de hormigón armado de cuatro niveles. (Berkeley, 2012)

4.1.1. Secciones de Elementos.

Aquí se definen las secciones correspondientes a las vigas y columnas

```
# Define las bases y alturas de las secciones viga
```

```
base = [25, 30, 35]           # cm
```

```
altura = [40, 50, 55, 60, 65, 70] # cm
```

```
# Define las bases y alturas de las secciones columna (con dimensiones iguales)
```

```
basec = [35, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100] #cm
```

```
alturac = [35, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100] #cm
```

4.1.2. Características del Edificio.

Para el correcto funcionamiento del código es indispensable definir las alturas correspondientes a cada nivel de la edificación. (Berkeley, 2012)

```
hpi4= 3 # m
```

```
hpi3= 3 # m
```

```
hpi2= 3 # cm
```

```
hpi1= 3 # m [Altura de cada piso]
```

4.1.3. Inicio del Modelado.

Se emplea el uso del comando indicado a continuación para especificar las dimensiones y grados de libertad: (Berkeley, 2012)

```
model('basic', '-ndm', 2, '-ndf', 3)
```

4.1.4. Carpeta de salida.

Dado que se pretende obtener un gran número de datos se define una carpeta de salida con el fin de simplificar la futura interpretación de estos. (Berkeley, 2012)

```
nombre_archivo = f'Desplazamientos Columna 35-10x35-100 cm Altura  
P1 {hpi1} RP {hpi2} m.txt'
```

```
ruta_archivo = f'C:\\Users\\Admin\\Desktop\\CODIGO FINAL  
OPENSEESPY\\QUITO\\CODE-Ed-Empotrado\\Resultados-Quito-  
Empotrado\\Edificio{Npi}Pisos_' + nombre_archivo
```

4.1.5. Combinaciones de base y altura.

Para facilitar la simulación y obtener resultados con mayor rapidez, se usa un bucle for para iterar las secciones de los elementos vigas y columnas. (Berkeley, 2012)

```
for bc0, hc0 in zip(basec, alturac):
```

for bv0 in base:

for hv0 in altura:

combinaciones.append((bc0, hc0, bv0, hv0))

4.1.6. Definición de nodos.

Previo a este paso debemos identificar la geometría del edificio, para eso se definen variables con sus respectivos valores de altura y ancho de vano. (Berkeley, 2012)

$$hp8 = hpi8 * 100$$

$$hp7 = hpi7 * 100$$

$$hp6 = hpi6 * 100$$

$$hp5 = hpi5 * 100$$

$$hp4 = hpi4 * 100$$

$$hp3 = hpi3 * 100$$

$$hp2 = hpi2 * 100$$

$$hp1 = hpi1 * 100 \quad \# \text{ cm [Altura de cada piso]}$$

$$h8 = hp1 + hp2 + hp3 + hp4 + hp5 + hp6 + hp7 + hp8$$

$$h7 = hp1 + hp2 + hp3 + hp4 + hp5 + hp6 + hp7$$

$$h6 = hp1 + hp2 + hp3 + hp4 + hp5 + hp6$$

$$h5 = hp1 + hp2 + hp3 + hp4 + hp5$$

$$h4 = hp1 + hp2 + hp3 + hp4$$

$$h3 = hp1 + hp2 + hp3$$

$$h2 = hp1 + hp2$$

$$h1 = hp1$$

$L = 600$ # cm [Ancho de vano]

Cada nodo de la estructura se define con:

`node(tag_node, X, Y)`

Donde:

`node`: Función que define la ubicación del nodo en el plano X-Y.

`tag_node`: Etiqueta única para cada nodo.

`X`: Coordenada propia de cada nodo en el eje X.

`Y`: Coordenada propia de cada nodo en el eje Y.

4.1.7. Apoyos en las bases de las columnas.

Independientemente de si se consideran las bases de las columnas como empotradas o articuladas con vigas de cimentación, se debe emplear el siguiente comando: (Berkeley, 2012)

`Fix(tag_node, fx, fy, R)`

Donde:

`fix`: Función que define las restricciones en la base de la columna.

`tag_node`: Etiqueta del nodo.

`fx`: Restricción en el eje x

`fy`: Restricción en el eje y.

`R`: Restricción en el giro.

A `fx`, `fy` y `R` se le asigna el valor 1 o 0, en donde 1 es restringido y 0 es libre.

4.1.8. Restricciones entre nodos.

Para simular el uso de un diafragma rígido y causar que los desplazamientos sean iguales en los nodos de un mismo nivel, se usa el siguiente comando:

equalDOF(tag_node1, tag_node2, dof)

Donde:

tag_node1: Etiqueta del nodo de referencia.

tag_node2: Etiqueta del nodo restringido.

dof: Grados de libertad restringidos en cada nodo.

4.1.9. Definición de Secciones.

En este caso, para definir las secciones se debe contar con las dimensiones de la misma, así como, con sus valores de módulo de elasticidad (E), área e inercia agrietada. (Berkeley, 2012)

===COLUMNAS===

$$A_c = b_c * h_c$$

$$I_c = (b_c * h_c^{**3}) / 12$$

$$I_{c_ag} = I_c * 0.8 \quad \# \text{ cm}^4$$

===VIGA===

$$A_v = b_v * h_v$$

$$I_v = (b_v * h_v^{**3}) / 12$$

$$I_{v_ag} = I_v * 0.5 \quad \# \text{ cm}^4$$

En el caso de estar con los apoyos de la base articulados con viga de cimentación, se debe considerar:

===VIGA CIMENTACION===

$$A_{vc} = b_{vc} * h_{vc}$$

$$I_{vc} = (b_{vc} * h_{vc}^{**3}) / 12$$

$$I_{vc_ag} = I_{vc} * 0.5 \quad \# \text{ cm}^4$$

4.1.10. Transformación geométrica.

Dado que el análisis se realiza dentro del rango lineal, tanto para vigas y columnas se especifica una transformación geométrica lineal, para lo cual, se emplea el comando: (Berkeley, 2012)

```
geomTransf('Linear', trans_tag) # Columnas
```

```
geomTransf('Linear', trans_tag) # Vigas
```

Donde:

trans_tag: Etiqueta de la transformación geométrica para vigas o columnas.

4.1.11. Definición de elementos.

Para definir las columnas y las vigas se utiliza el mismo comando presentado a continuación: (Berkeley, 2012)

```
element('elasticBeamColumn', element_tag, i_node, j_node, A, E, Ic_ag, trans_tag)
```

Donde:

Element_tag: Etiqueta única de cada elemento.

i_node: Nodo inicial del elemento.

j_node: Nodo final del elemento.

A, E, Ic_ag: Propiedades de cada sección.

trans_tag: Etiqueta de la transformación geométrica para vigas o columnas.

4.1.12. Acumulación de masa en nodos.

Previo a definir la masa correspondiente para cada nodo se debe determinar el valor de la misma considerando que al ser un análisis lineal se puede asumir como masa el 100% de la Carga Muerta. Luego, se utiliza el comando: (Berkeley, 2012)

```
mass(node_tag, massValues)
```

Donde:

tag_node: Etiqueta del nodo de referencia.

MassValue: Valor de la masa nodal en el eje y.

4.1.13. Definición de cargas gravitatorias.

Una vez se definan las cargas gravitacionales actuantes sobre la edificación se emplea la función `eleLoad` como se muestra a continuación: (Berkeley, 2012)

```
timeSeries(tsType, tsTag)
```

```
pattern('Plain', patternTag, tsTag)
```

```
eleLoad('-ele', [eleTags], '-type', '-beamUniform', Wy, Wz) # fuerza en kg/cm
```

Donde:

Wy: Carga a ser aplicada en el eje y.

`timeSeries('Linear', 1)`: Serie de tiempo lineal con etiqueta denominada 1.

`pattern('Plain', patternTag, tsTag)`: Patrón de carga Plain con su etiqueta y asociado a un serie de tiempo.

`eleTags`: Elementos a los que se les aplicará la carga.

4.1.14. Definición de análisis gravitatorio.

- **Constrains('Plain')**: Comando que configura las restricciones de nudo para el modelo estructural. Este determina como las ecuaciones de las restricciones son aplicadas en el análisis. (Berkeley, 2012)
- **Numberer('Plain')**: La función `numberer` configura el enumerador de grados de libertad (DOF) para el modelo. Los grados de libertad son las direcciones en las que un nodo puede moverse. (Berkeley, 2012)
- **System('BandGeneral')**: Esta función configura el sistema de resolución de ecuaciones para el análisis estructural. 'BandGeneral' es un método de resolución de sistemas de ecuaciones que es eficiente para matrices "banda" típicas en análisis de estructuras. (Berkeley, 2012)

- **Test('NormDispIncr', 1.0e-4, 20):** Configura los criterios de convergencia para el análisis. En este caso, se utiliza el criterio de desplazamiento incremental normalizado. El primer argumento, 'NormDispIncr', indica el tipo de criterio. El segundo argumento, **1.0e-4**, es el valor de convergencia para el desplazamiento incremental. El tercer argumento, **20**, establece el número máximo de iteraciones permitidas para que el análisis alcance la convergencia. (Berkeley, 2012)
- **Algorithm('Newton'):** Comando que configura el algoritmo de solución para el análisis. En este caso, se utiliza el algoritmo de Newton, el cual determina la secuencia de pasos tomados para resolver la ecuación no lineal. (Opensees,2010). (Berkeley, 2012)
- **Integrator('LoadControl', 0.1):** Función que configura el integrador de carga para el análisis. Aquí, se utiliza el método de control de carga ('LoadControl') con un valor de paso de carga de 0.1. Esto indica que el análisis se realizará en pasos incrementales de carga, donde cada paso tendrá una magnitud de carga de 0.1. (Berkeley, 2012)
- **Analysis('Static'):** Define el tipo de análisis que se llevará a cabo. En este caso, se especifica que el análisis es estático, lo que implica que se analizará el comportamiento de la estructura bajo cargas estáticas. (Berkeley, 2012)
- **Analyze(10):** La función analyze realiza el análisis estructural. Aquí, se ejecutará el análisis en 10 pasos incrementales de carga. (Berkeley, 2012)

4.1.15. Análisis Estático – Fuerzas Equivalentes.

El código cuenta con líneas de programación capaces de calcular las fuerzas horizontales equivalentes a la acción del sismo a partir de ciertas variables, dentro de las cuales tenemos:

I: Coeficiente de importancia

Z: Factor de Zonificación sísmica

n: Razón entre S_a y PGA

r: Factor r para todos los suelos excepto tipo E

hn: altura de la edificación

Ct: Coef. Tipo de estructura

T: Periodo de vibración

Coeficiente de amplificación de perfiles de suelo.

Fa, Fd, Fs

Límites periodo de vibración

Tc: Espectro sísmico elástico aceleraciones representa sismo de diseño

To: Espectro sísmico elástico aceleraciones representa sismo de diseño

fp: Factor de irregularidad en planta.

fE= Factor de irregularidad en elevación.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

Sa: Aceleración espectral.

C: Cortante basal de diseño.

4.1.15.1. Aplicación de Cargas Sísmicas.

Para definir las cargas sísmicas se utiliza el comando:

```
timeSeries('Linear', 2)
```

```
pattern('Plain', 2, 2)
```

===== FUERZAS EQUIVALENTES =====

$$F_{x4} = (W_{r4_h4} / W_{ri_hi}) * V$$

$$F_{x3} = (W_{r3_h3} / W_{ri_hi}) * V$$

$$F_{x2} = (W_{r2_h2} / W_{ri_hi}) * V$$

$$F_{x1} = (W_{r1_h1} / W_{ri_hi}) * V$$

```
load(21, Fx4, 0.0, 0.0)
```

```
load(16, Fx3, 0.0, 0.0)
```

```
load(11, Fx2, 0.0, 0.0)
```

```
load(6, Fx1, 0.0, 0.0)
```

En este fragmento se evidencia la función con la cual se obtiene las fuerzas equivalentes horizontales, para posteriormente con el comando load asignar dichas fuerzas para realizar el análisis estático lineal.

En este apartado la carga sísmica reactiva (W_r) será la carga muerta total de la estructura. (NEC-SE-DS, 2015)

4.1.15.2. Definición de análisis.

- **Constrains('Plain')**: Comando que configura las restricciones de nudo para el modelo estructural. Este determina como las ecuaciones de las restricciones son aplicadas en el análisis. (Berkeley, 2012)
- **Numberer('Plain')**: La función numberer configura el enumerador de grados de libertad (DOF) para el modelo. Los grados de libertad son las direcciones en las que un nodo puede moverse. (Berkeley, 2012)
- **System('BandGeneral')**: Esta función configura el sistema de resolución de ecuaciones para el análisis estructural. 'BandGeneral' es un método de resolución de sistemas de ecuaciones que es eficiente para matrices "banda" típicas en análisis de estructuras. (Berkeley, 2012)
- **Test('NormDispIncr', 1.0e-4, 20)**: Configura los criterios de convergencia para el análisis. En este caso, se utiliza el criterio de desplazamiento incremental normalizado. El primer argumento, 'NormDispIncr', indica el tipo de criterio. El segundo argumento, **1.0e-4**, es el valor de convergencia para el desplazamiento incremental. El tercer argumento, **20**, establece el número máximo de iteraciones permitidas para que el análisis alcance la convergencia. (Berkeley, 2012)
- **Algorithm('Newton')**: Comando que configura el algoritmo de solución para el análisis. En este caso, se utiliza el algoritmo de Newton, el cual determina la secuencia de pasos tomados para resolver la ecuación no lineal. (Opensees,2010). (Berkeley, 2012)
- **Integrator('LoadControl', 0.1)**: Función que configura el integrador de carga para el análisis. Aquí, se utiliza el método de control de carga ('LoadControl') con un valor de paso de carga de 0.1. Esto indica que el análisis se realizará en pasos incrementales de carga, donde cada paso tendrá una magnitud de carga de 0.1. (Berkeley, 2012)

- **Analysis('Static')**: Define el tipo de análisis que se llevará a cabo. En este caso, se especifica que el análisis es estático, lo que implica que se analizará el comportamiento de la estructura bajo cargas estáticas. (Berkeley, 2012)
- **Analyze(10)**: La función analyze realiza el análisis estructural. Aquí, se ejecutará el análisis en 10 pasos incrementales de carga. (Berkeley, 2012)

4.1.16. Registro de resultados.

En esta plataforma podemos obtener varias respuestas de acorde con el análisis que estemos ejecutando, para esta investigación se generó un archivo en formato txt. Mediante el empleo de la siguiente línea de programación. (Berkeley, 2012)

```

archivo.write(f'EMPOTRADO Edificio {Npi} Pisos\n')

archivo.write(f'QUITO-ALTURA:, 1P={hp1/100} m, RP={hp2/100} m\n')

archivo.write(f'Columna:, bc={bc} cm, hc={hc} cm\n')

archivo.write(f'Viga:, bv={bv} cm, hv={hv} cm\n')

archivo.write('Nodo 21:, Nodo 16:, Nodo 11:, Nodo 6:\n')

desplazamientos = []

for node_id in [21, 16, 11, 6]: # ID del nodo que deseas obtener el desplazamiento

    dof = 1          # Dirección del desplazamiento (1 para X)

    # Guardar el desplazamiento en la lista

    desplazamientos.append(displacement)

# Escribir los desplazamientos en el archivo

archivo.write(', '.join([str(d) for d in desplazamientos]) + '\n')

```

CAPITULO V

5. Modelación en ETABS.

5.1. Análisis Estático Lineal.

En este capítulo, se detalla el procedimiento para realizar un análisis estático lineal de una estructura con pórticos de hormigón armado utilizando el software ETABS v20.0.0.

5.1.1. Definición del Material.

Siguiendo las propiedades del hormigón armado establecidas en los capítulos anteriores (ver Tabla 17), se procede a crear dicho material en la sección Define – Material Properties – Add New Material. Luego, se abre una ventana (Figura 6) en la cual se ingresan las propiedades del hormigón, incluyendo el valor de f_c de 210 kg/cm².

Material Property Data

General Data

Material Name: Fc 210kg/cm2

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Cyan] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2400 kgf/m³

Mass per Unit Volume: 244.731886 kgf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 218819.79 kgf/cm²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 91174.91 kgf/cm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

Program Default (Based on Concrete Slab Design Code) User Specified

Fig. 6. Material Property Data.

Fuente: Autor

5.1.2. Definición de secciones.

Una vez que hayas definido el material, el siguiente paso es crear las secciones tanto para las columnas como para las vigas. Para llevar a cabo este proceso, debes acceder a la ruta Define-Section Properties- Frame Sections – Add New Property. Las Figuras 7 y 8 presentan las representaciones gráficas de las secciones "Columna 40x40" y "Viga 30x40", respectivamente, ofreciendo una visualización detallada de su configuración y características.

Es fundamental tener en cuenta, que según la normativa NEC-SE-DS se aplica un factor de reducción de inercia de 0.8 para las columnas y 0.5 para las vigas en estas secciones.

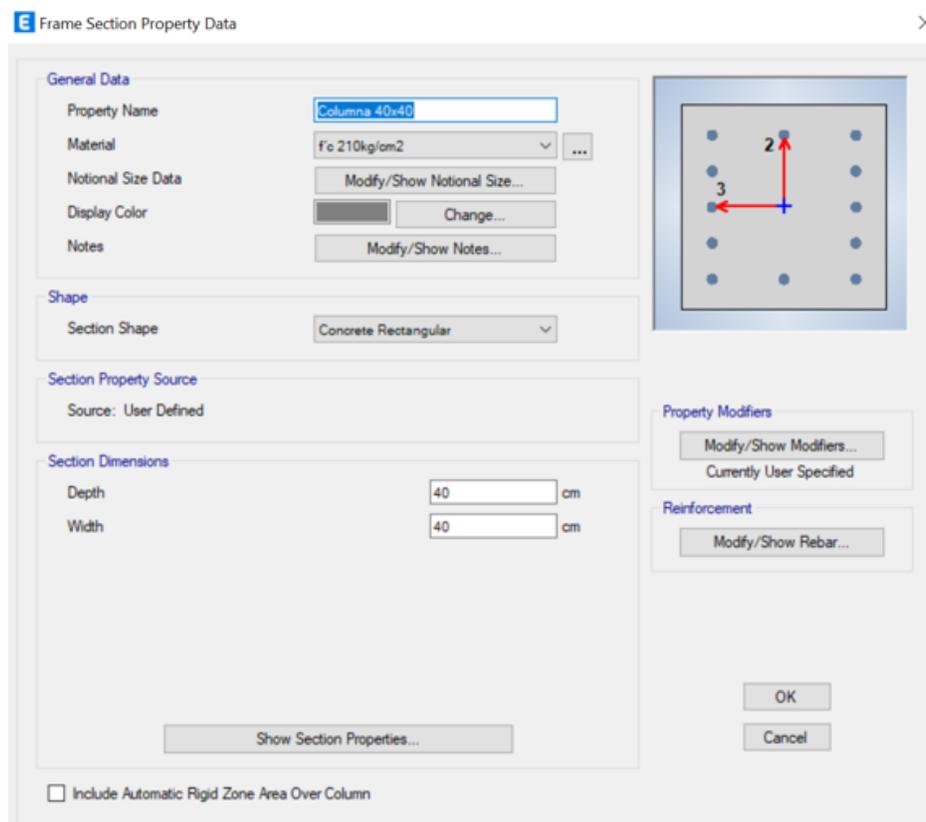


Fig. 7. Sección Columna.

Fuente: Autor

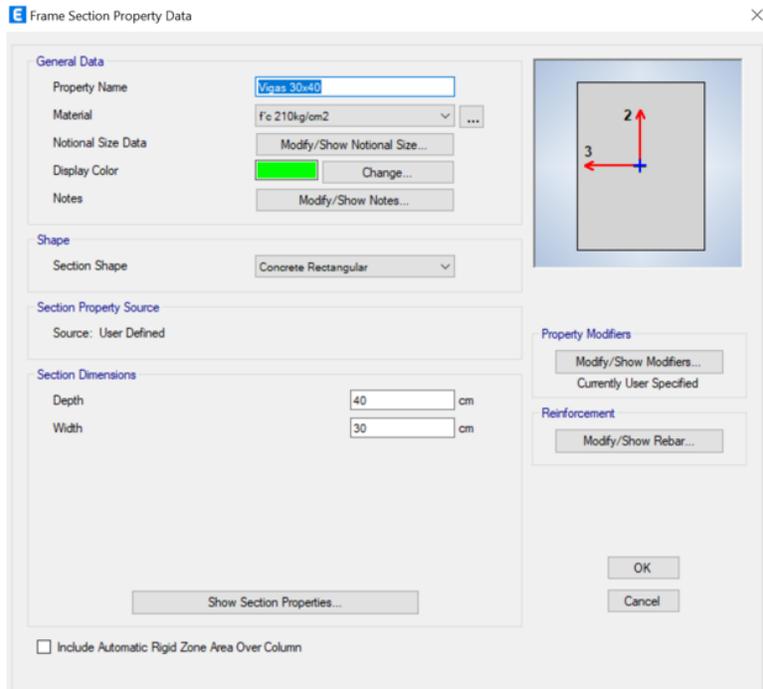


Fig. 8. Sección Viga.

Fuente: Autor

5.1.3. Modelación de la estructura.

La estructura modelada se presenta en la Figura 9, donde se emplea el comando Quick Beams/Columns. En este proceso, se selecciona la sección correspondiente para vigas y columnas.

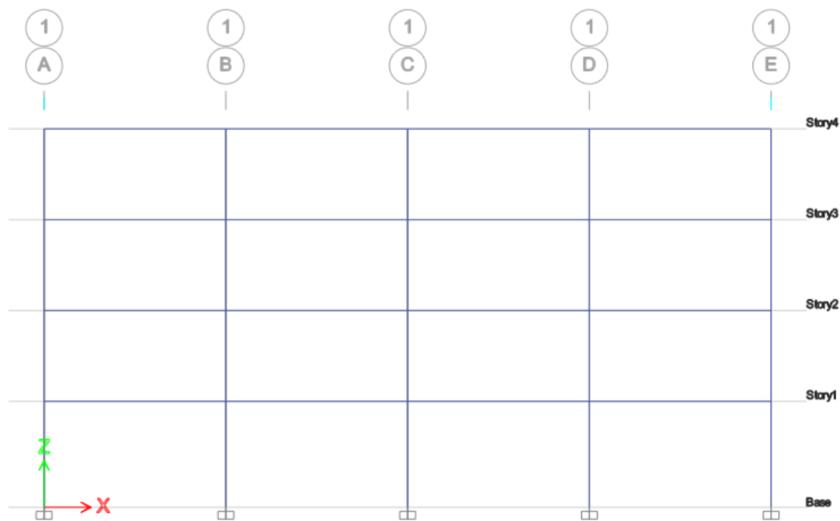


Fig. 9. Modelo de la edificación.

Fuente: Autor.

5.1.4. Apoyos en la base de las columnas.

En la figura previamente mencionada, se visualiza que en este caso particular los apoyos están modelados como empotrados, lo que implica la restricción de los movimientos y rotaciones en todas las direcciones. Para aplicar estos apoyos empotrados, se sigue la siguiente ruta: Assign-Joint-Restraint. La Figura 10 ilustra el proceso de aplicar la condición de apoyo empotrado en el modelo.

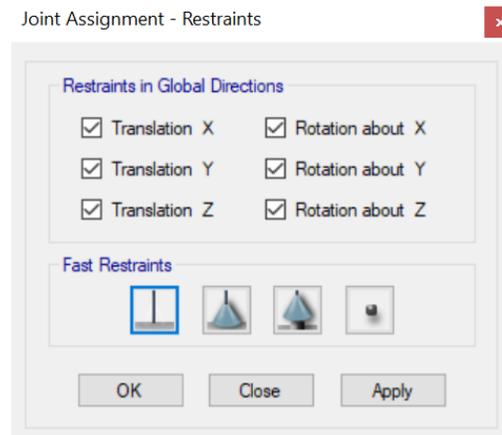


Fig. 10. Restricciones en la base de la columna.

Fuente: Autor

5.1.5. Definición y asignación de patrones de carga.

En esta sección, se aborda la definición y asignación de los patrones de carga, que representan los diferentes tipos de cargas que actúan sobre la edificación. Para ello, es necesario establecer un criterio de carga basado en la ocupación de la estructura y su configuración. Las cargas consideradas en este estudio se detallan en la sección 3.7.

La Figura 11 muestra los patrones de carga, los cuales se aplican utilizando la ruta Define-Load Patterns-Add New Load.

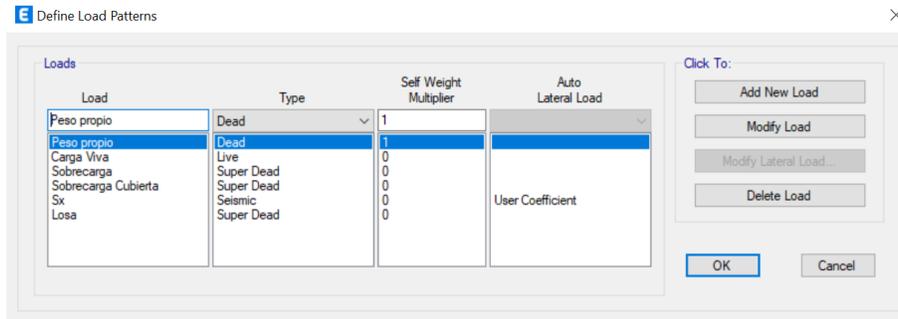


Fig. 11. Definir Patrones de Carga.

Fuente: Autor

Donde:

- **Peso Propio:** Representa el peso de los elementos del pórtico y es calculado automáticamente por el software. Se clasifica como "DEAD" (muerta).
- **Carga Viva:** Su valor se determina en función de la futura ocupación del edificio e incluye componentes móviles como mesas, sillas y muebles. Se clasifica como "LIVE" (viva).
- **Sobrecarga:** Corresponde al peso de revestimientos, acabados, instalaciones, mamposterías, entre otros. Se clasifica como "SUPER DEAD" (súper muerta).
- **Sobrecarga de Cubierta:** Se aplica únicamente en el último nivel de la edificación y también se clasifica como "SUPER DEAD".
- **Losa:** Dado que el modelo es en 2D, la carga por losa se aplica linealmente sobre cada elemento. Antes de su aplicación, se debe calcular el peso de la losa, y el procedimiento de cálculo se encuentra en el apartado de Anexos.
- **Sx:** Representa la carga sísmica estática en la dirección x. En este caso, se asigna la carga utilizando los coeficientes de cortante base C y el exponente de altura k, como se ilustra en la Figura 12.

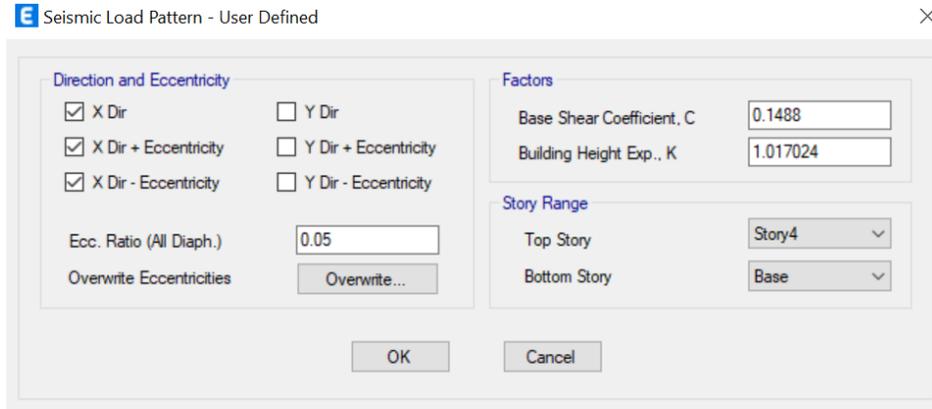


Fig. 12. Definir Patrón de Carga Sísmica en Dirección X.

Fuente: Autor.

5.1.6. Carga sísmica reactiva según la NEC-15.

Conforme a lo establecido en la sección 6.1.7 de la norma NEC-SE-DS, en situaciones generales, la carga sísmica reactiva se determinará como la carga muerta total de la estructura. En este caso, dicha carga abarca el peso propio, la sobrecarga, la sobrecarga de cubierta y la carga por la losa, como se ilustra en la Figura 13. Para implementar esta consideración en ETABS, se requiere utilizar el comando Define-Mass Source-Add New Mass Source y activar las opciones Element Self Mass y Specified Load Patterns..

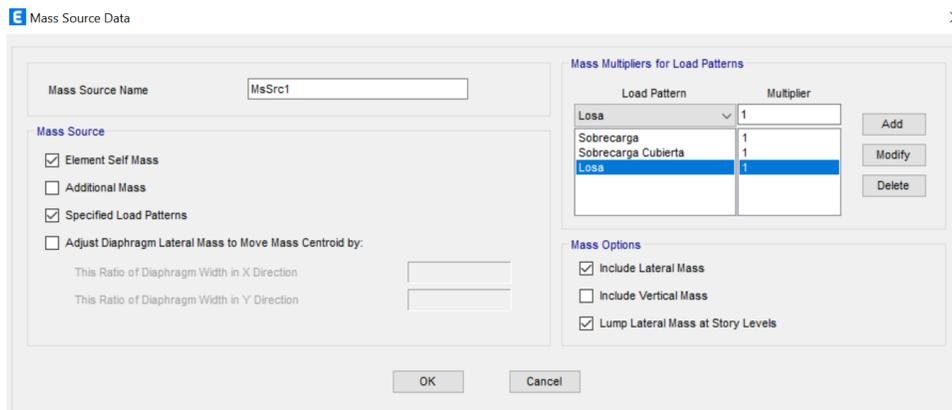


Fig. 13. Datos de Masas a Considerar Durante el Análisis.

Fuente: Autor.

5.1.7. Asignación de Cargas por gravedad.

Como paso siguiente, es necesario asignar los tipos de carga previamente definidos a los elementos correspondientes. Para llevar a cabo esta asignación, se seleccionan los elementos a los cuales se

aplicarán las cargas distribuidas y se sigue la ruta Assign-Frame Loads-Distributed. La Figura 14 ilustra la aplicación de la sobrecarga y el procedimiento es análogo para las demás cargas restantes.

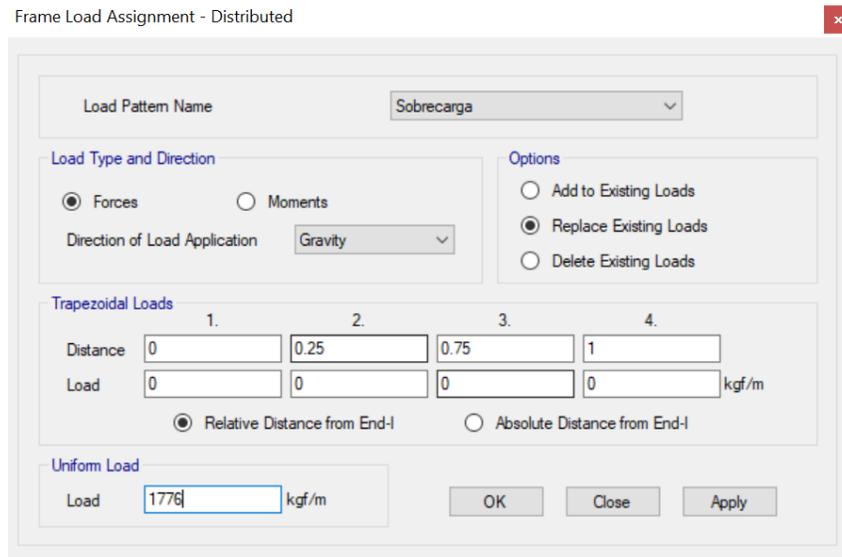


Fig. 14. Aplicación de Cargas Lineales Distribuidas.

Fuente: Autor.

5.1.8. Desplazamientos y derivas de piso.

Una vez completados todos los pasos previos, se procede a ejecutar el análisis siguiendo las indicaciones presentadas en la Figura 15.

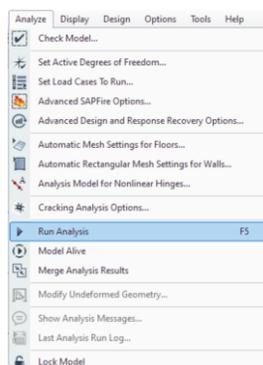


Fig. 15. Correr Análisis.

Fuente: Autor.

Los valores de desplazamiento o derivas pueden ser visualizados mediante tablas o gráficos. Para observar los resultados en esta ocasión, se accede a la sección Display – Story Response Plots. Al

abrir la ventana, similar a la representada en la Figura 16, se selecciona el caso de carga "Sx" y el tipo de visualización. La Figura 16 exhibe los valores de desplazamiento, mostrando un máximo de 10.89 cm.



Fig. 16. Desplazamientos a Nivel de Cada Piso.

Fuente: Autor

La Figura 17 presenta la deriva máxima registrada en el segundo nivel de la edificación, con un valor correspondiente al 1.13% de la altura del piso.

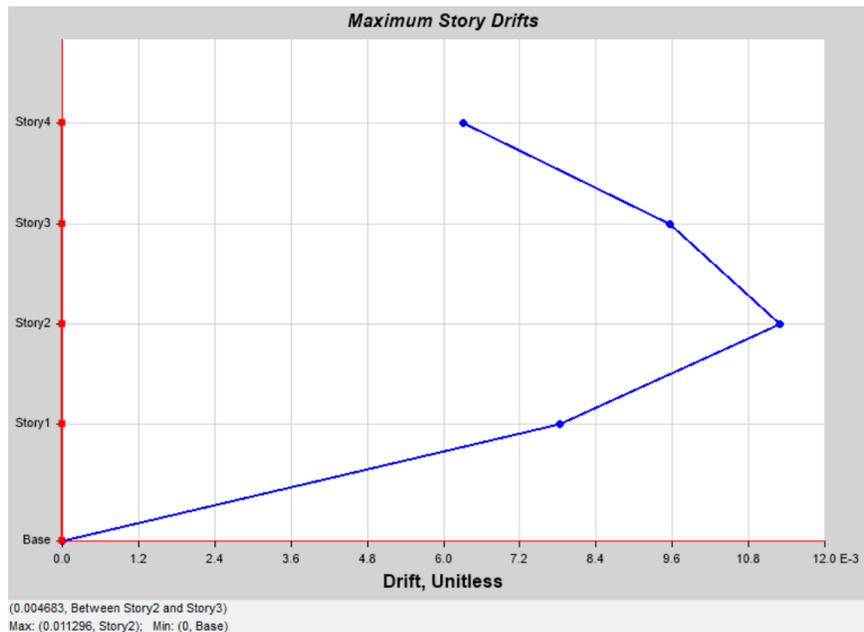


Fig. 17. Derivas Máximas para cada Nivel de Entrepiso.

Fuente: Autor.

CAPITULO VI

6. Resultados.

6.1. Análisis Estático Lineal.

A continuación, se realiza una comparación de resultados, específicamente de los desplazamientos obtenidos de ciertas modelaciones de pórticos de hormigón armado, dado que existe una gran cantidad de modelos ejecutados se presentan los más significativos.

En la tabla presentada a continuación se cuenta con un Edificio de 4 niveles ubicado en Quito, articulado con viga de cimentación en su base. En el primer piso cuenta con una altura de 3.5 m y 3m para el resto de pisos. Las secciones de columnas son de 40x40 cm, vigas son de 30x40 cm y vigas de cimentación de 30x50 cm.

Al obtener los resultados tanto de ETABS como OpenSees, estos deben coincidir en un 100%, ya que el análisis se realiza dentro del rango lineal.

ARTICULADO	Edificio	4	Pisos		
QUITO-ALTURA:	IP=	3.5	RP=	3	
Columna:	40	X	40	cm	
Viga:	30	X	40	cm	
Viga Cimentación:	30	X	50	cm	

Story	Output Case	Direction	ETABS	CODE	ERROR %
			Maximum cm	OPENSEES cm	
Story4	Sx	X	12.249	12.249	0
Story3	Sx	X	10.340	10.340	0
Story2	Sx	X	7.417	7.417	0
Story1	Sx	X	3.820	3.820	0

Tabla 27. Desplazamientos comparados en ETABS y OpenSeesPy.

Fuente: Autor.

La siguiente Tabla, muestra que tanto en ETABS como OpenSees el error de los resultados para desplazamiento es del 0%. En este modelo de 6 niveles se considera como ubicación la ciudad de Cuenca. La altura del primer piso es de 3.5 m y de los pisos restantes es de 3 m. Las vigas tienen por sección 30x40 cm y las columnas 40x40 cm, además, estas últimas presentan empotramiento en su base.

EMPOTRADO	Edificio	6	Pisos		
CUENCA-ALTURA:	IP=	3.5	RP=	3	
Columna:	40	X	40	cm	
Viga:	30	X	40	cm	
			ETABS	CODE	
Story	Output Case	Direction	Maximum	OPENSEES	ERROR
			cm	cm	%
Story6	Sx	X	14.9464	14.9464	0
Story5	Sx	X	13.6475	13.6475	0
Story4	Sx	X	11.5925	11.5925	0
Story3	Sx	X	8.8746	8.8746	0
Story2	Sx	X	5.7058	5.7058	0
Story1	Sx	X	2.4565	2.4565	0

Tabla 28. Desplazamientos comparados en ETABS y OpenSeesPy.
Fuente: Autor

Igual que en los casos anteriores el % de error es de 0, aunque en este modelo se aumentó el número de pisos, pero se mantiene la altura de los mismos. El edificio está ubicado en Quito, las secciones son las mismas tanto para vigas y columnas, así como su empotramiento en la base. La única diferencia es que se considera una relación L/A de 1.5, es decir el largo del pórtico paso de 24 m a 36 m.

EMPOTRADO	Edificio	8	Pisos		
QUITO-ALTURA:	IP=	3.5	RP=	3	
Columna:	40	X	40	cm	
Viga:	30	X	40	cm	
Relación L/A:	1.5				
			ETABS	CODE	
Story	Output Case	Direction	Maximum	OPENSEES	ERROR
			cm	cm	%
Story8	Sx	X	34.1126	34.1126	0
Story7	Sx	X	32.3392	32.3392	0
Story6	Sx	X	29.4754	29.4754	0
Story5	Sx	X	25.5942	25.5942	0
Story4	Sx	X	20.8751	20.8751	0
Story3	Sx	X	15.5268	15.5268	0
Story2	Sx	X	9.8096	9.8096	0
Story1	Sx	X	4.2022	4.2022	0

Tabla 29. Desplazamientos comparados en ETABS y OpenSeesPy.
Fuente: Autor

Finalmente, se presenta un modelo que considera la relación L/A, aunque la edificación esta ubicada en Cuenca, su número de piso paso de 8 a 12, pero las alturas se mantienen. Las secciones de vigas, columnas y vigas de cimentación son las mismas en todos los modelos, estas últimas, por obvias razones nos indican que el apoyo en la base es articulado con viga de cimentación. Para todos los modelos se considera un suelo de tipo D. Cabe destacar que el % de error es el necesario por tratarse de análisis lineal.

ARTICULADO	Edificio	12	Pisos		
CUENCA- ALTURA:	IP=	3.5	RP=	3	
Columna:	40	X	40	cm	
Viga:	30	X	40	cm	
Viga Cimentación:	30	X	50	cm	
Relación L/A:	1.5				

Story	Output Case	Direction	ETABS	CODE	ERROR %
			Maximum cm	OPENSEES cm	
Story12	Sx	X	36.1424	36.1424	0
Story11	Sx	X	35.2118	35.2118	0
Story10	Sx	X	33.7086	33.7086	0
Story9	Sx	X	31.6455	31.6455	0
Story8	Sx	X	29.0873	29.0873	0
Story7	Sx	X	26.1072	26.1072	0
Story6	Sx	X	22.7778	22.7778	0
Story5	Sx	X	19.1684	19.1684	0
Story4	Sx	X	15.3449	15.3449	0
Story3	Sx	X	11.37412	11.37412	0
Story2	Sx	X	7.3417	7.3417	0
Story1	Sx	X	3.4265	3.4265	0

Tabla 30. Desplazamientos comparados en ETABS y OpenSeesPy.
Fuente: Autor

Como se observa los valores de las tablas anteriores tienen un rango de error del 0% en cuanto a los resultados de desplazamiento y dado que se ejecuta un análisis estático lineal los resultados deben coincidir en un 100%, por lo tanto, es correcto.

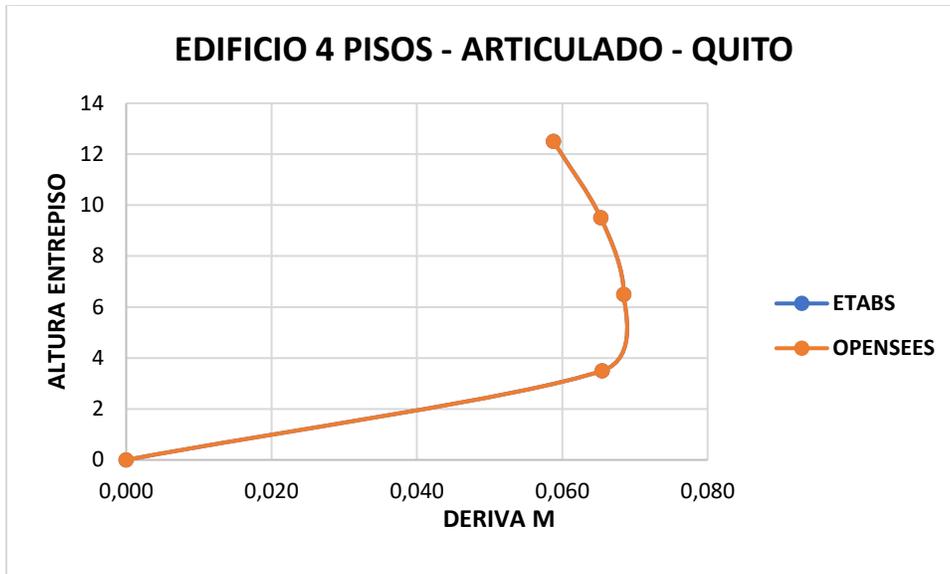


Fig. 18. Derivas para edificio de 4 pisos articulado con viga de cimentación y ubicado en la ciudad de Quito.

Fuente: Autor

En la Figura 18 se evidencia que el comportamiento de la curva de derivas para un pórtico de 4 niveles, tiene el mismo comportamiento para los resultados otorgados durante la simulación en ETABS Y OpenSees, corroborando así los valores descritos en la Tabla 27.

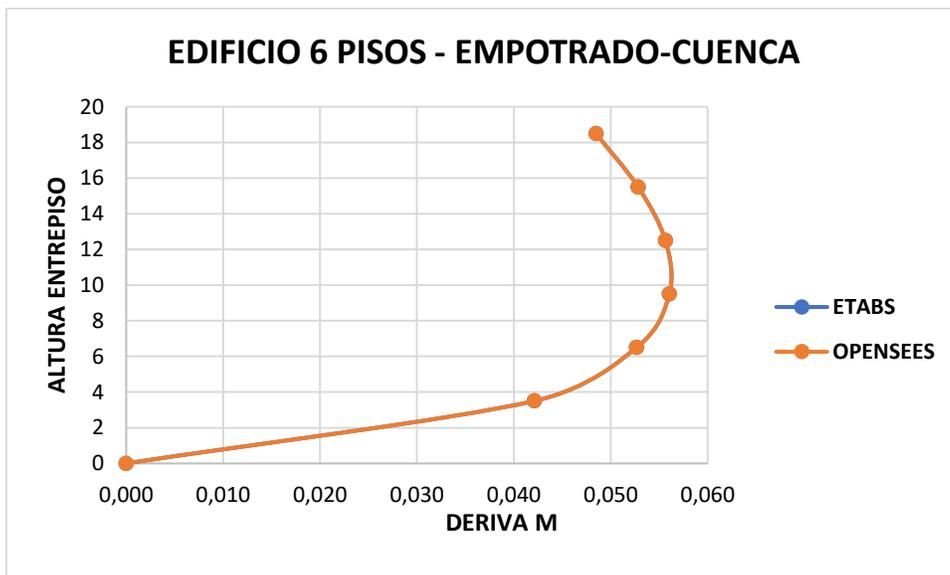


Fig. 19. Derivas para edificio de 6 pisos empotrado y ubicado en la ciudad de Cuenca.

Fuente: Autor

En esta figura se muestran los derivas de piso del pórtico de 6 niveles, y se verifica que tanto la gráfica de ETABS como de OpenSeesPy presenta en su curvatura los mismos picos altos y bajos, corroborando así los valores descritos en la Tabla 28.

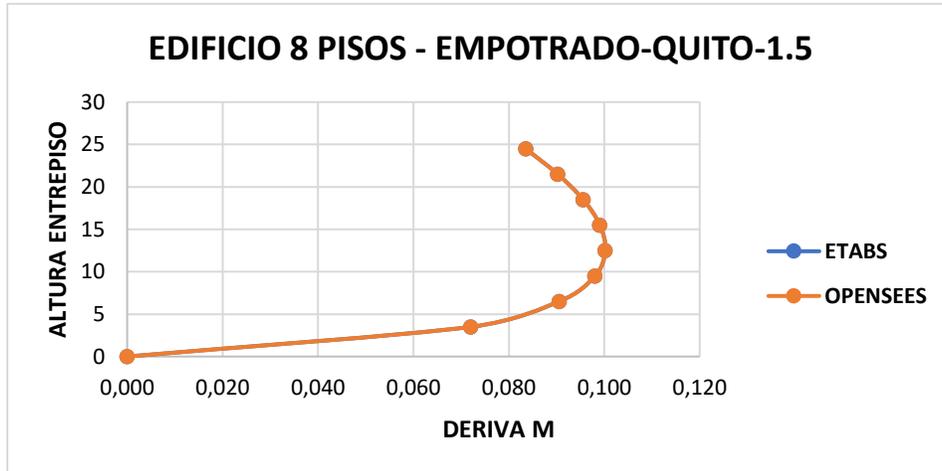


Fig. 20. Derivas para edificio de 8 pisos empotrado y ubicado en la ciudad de Quito con relación L/A de 1.5.

Fuente: Autor

De igual forma en la figura 20 las derivas calculadas para el pórtico de 8 niveles, con una relación largo/ancho de 1.5. Coinciden en un 100% tanto ETABS como en OpenSeesPy, ya que en ambos casos su valor más alto se encuentra alrededor del 0.1 y el más bajo esta por los 0.073, corroborando así los valores descritos en la Tabla 29.



Fig. 21. Derivas para edificio de 12 pisos empotrado y ubicado en la ciudad de Quito con relación L/A de 1.5.

Fuente: Autor

Finalmente, en la figura 21 se muestran las derivas de piso del pórtico de 12 niveles, con una relación largo/ancho de 1.5. Demostrando que ETABS y OpenSeesPy produjeron los mismos resultados y a su vez se corrobora que los valores descritos en la Tabla 29 son correctos.

En las siguientes figuras se muestran la variación de la deriva de cada piso, en donde se conserva como variable constante la altura de cada entrepiso y las secciones de las columnas, independientemente de cada serie de datos.

En la figura 22 se observa que para una altura de 3.5 m en el primer piso y 3 m en el resto de pisos ante secciones, considerando que los apoyos de la estructura son articuladas con viga de cimentación de 35x50, las derivas presentan los picos más altos con secciones cuya área este entre los 1000 cm² y 1400 cm², pese a que se aumenta la sección de las columnas. Los picos más bajos se generan a raíz del incremento de la sección de las vigas.

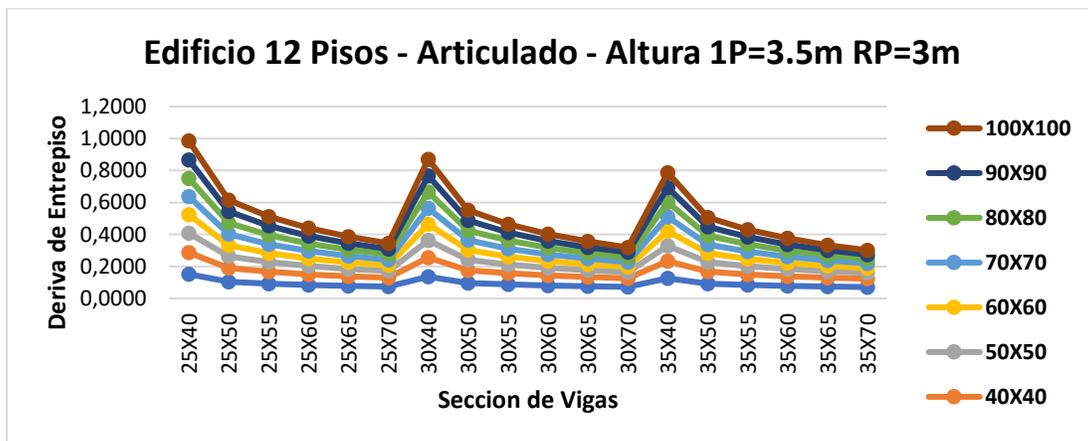


Fig. 22. Derivas considerando combinación de columnas y vigas para edificio de 12 pisos articulado con viga de cimentación.

Fuente: Autor

En las figuras 23, 24 y 25 se evidencia el mismo comportamiento en cuanto a picos bajos y altos, obviamente con valores diferentes de deriva. Es decir, si la altura de cada piso se aumenta y se mantiene la misma combinación de secciones para vigas y columnas, el valor de las derivas también incrementa. En el caso de que las alturas de entrepiso sean menores e iguales en todos los niveles el valor de deriva disminuye, tal como la figura 24, en donde el edificio cuenta con alturas de 3 m en todos los niveles.

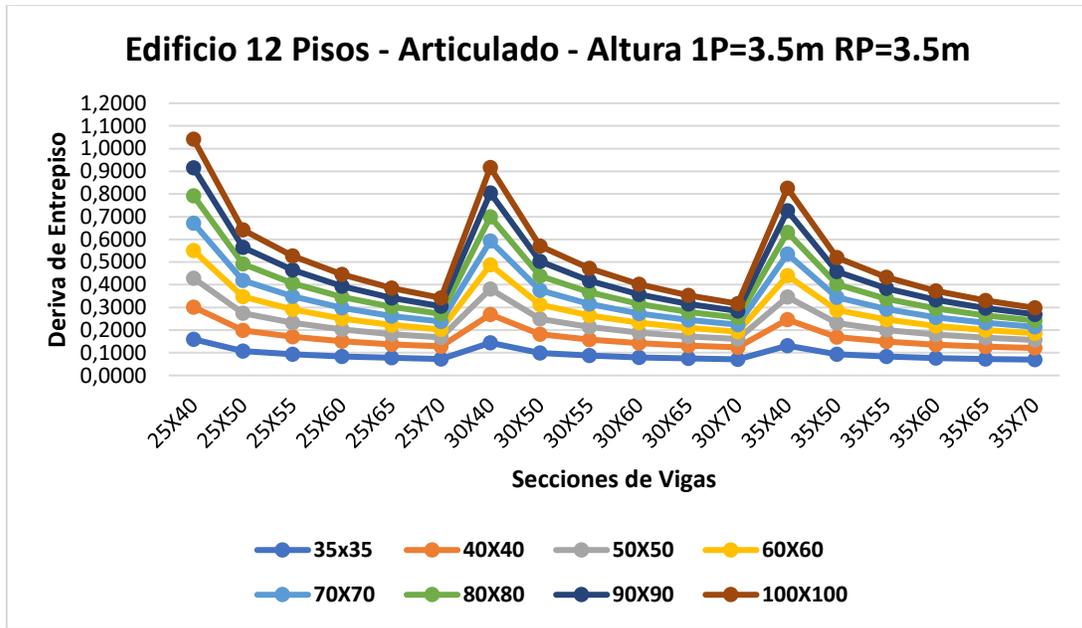


Fig. 23. Derivas considerando combinación de columnas y vigas para edificio de 12 pisos articulado con viga de cimentación.

Fuente: Autor

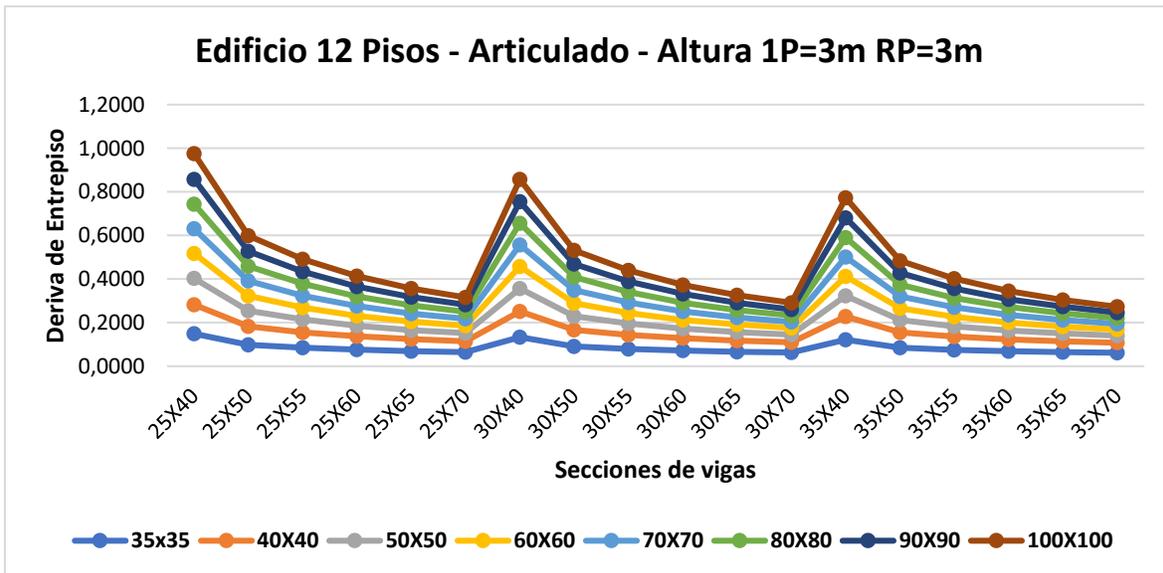


Fig. 24. Derivas considerando combinación de columnas y vigas para edificio de 12 pisos articulado con viga de cimentación.

Fuente: Autor

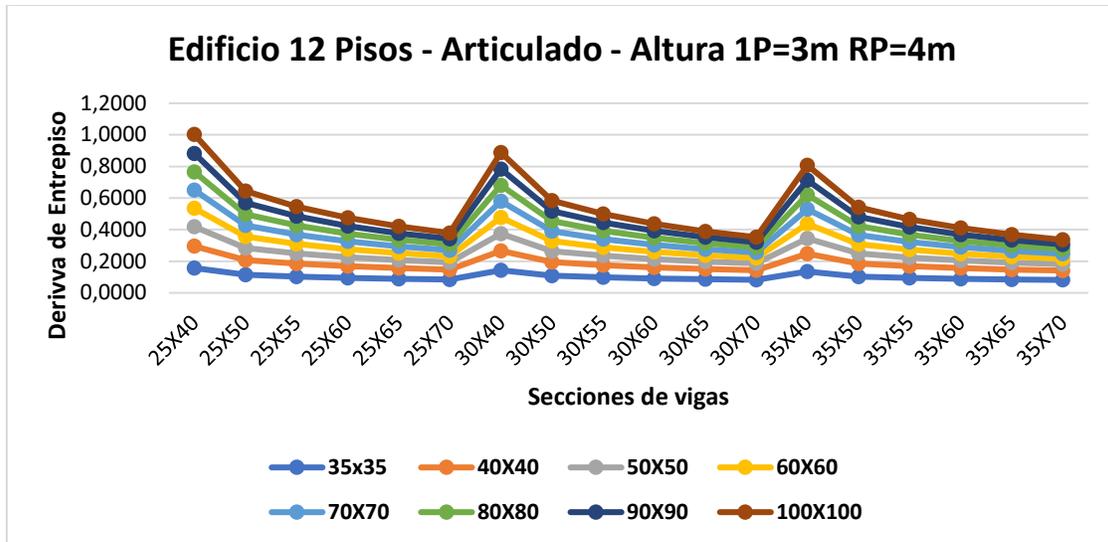


Fig. 25. Derivas considerando combinación de columnas y vigas para edificio de 12 pisos articulado con viga de cimentación.

Fuente: Autor

Igual que en las figuras anteriores, los picos más altos y más bajos se presentan en relación a las secciones de los elementos, aunque se evidencia que para una estructura con columnas articuladas con viga de cimentación las derivas son considerablemente mayores a las que se muestran cuando se considera la base de las columnas como empotradas.

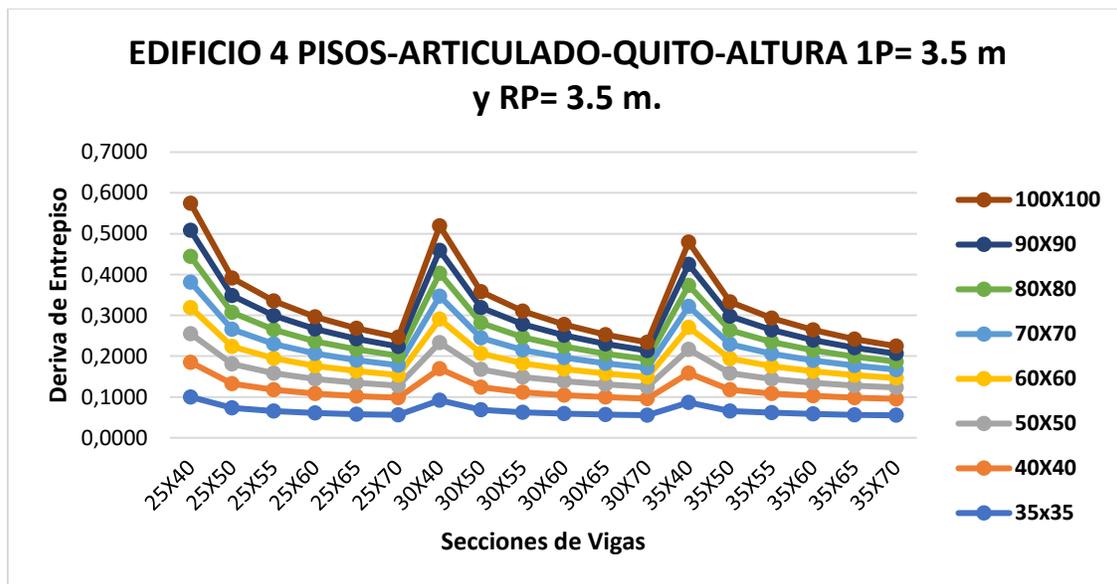


Fig. 26. Derivas considerando combinación de columnas y vigas para edificio de 4 pisos articulado con viga de cimentación.

Fuente: Autor

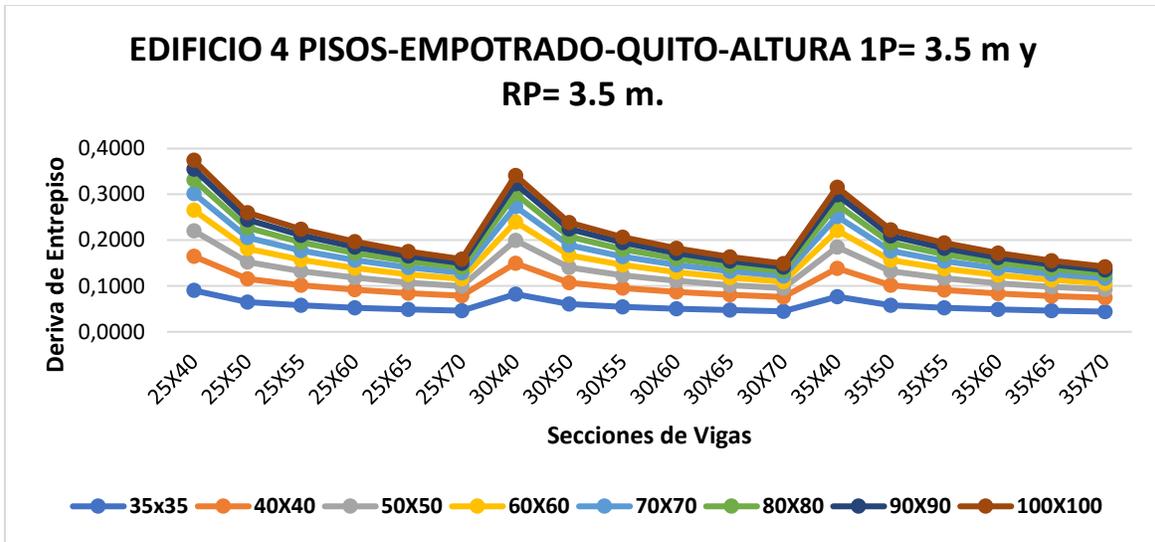


Fig. 27. Derivas considerando combinación de columnas y vigas para edificio de 4 pisos articulado con viga de cimentación.

Fuente: Autor

Si mantenemos constantes las mismas condiciones en dos modelos respecto a secciones de vigas y columnas, alturas y números de piso, condición del diafragma, ubicación, tipo de suelo, pero variamos la relación largo/ancho, los valores de deriva guardan cierta relación, aunque en la relación $L/A = 1.5$ los resultados son ligeramente mayores a los de relación $L/A = 1$. Esto se puede observar en las figuras 28 y 29.

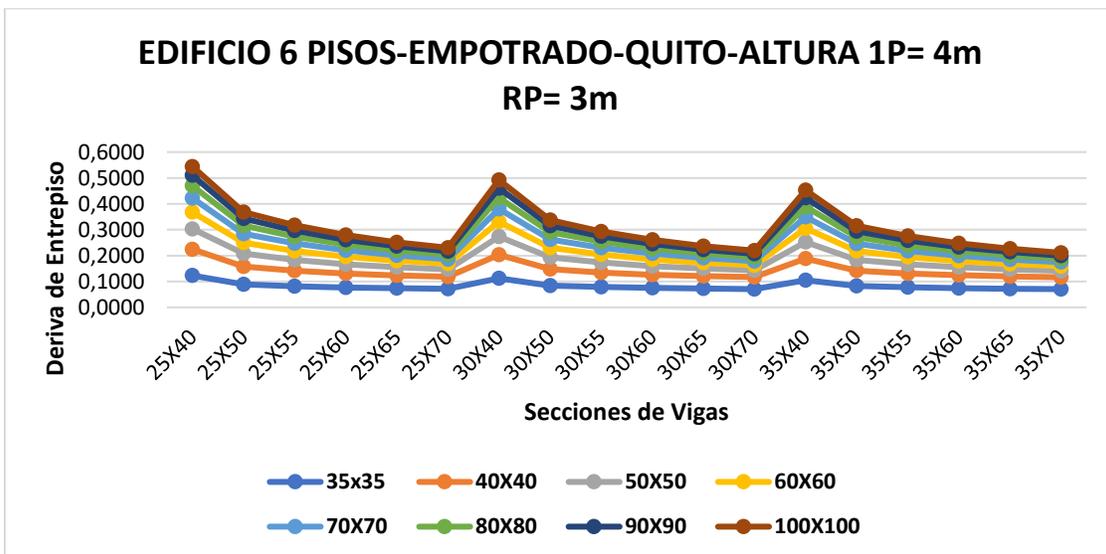


Fig. 28. Derivas considerando combinación de columnas y vigas para edificio de 6 pisos articulado con viga de cimentación.

Fuente: Autor

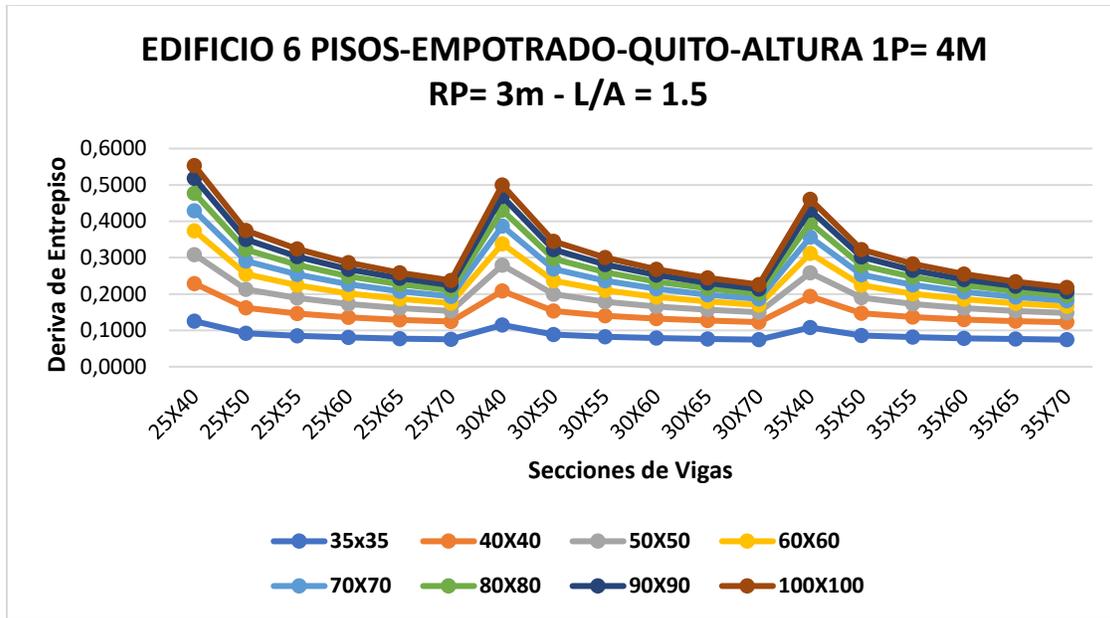


Fig. 29. Derivas considerando combinación de columnas y vigas para edificio de 6 pisos articulado con viga de cimentación.

Fuente: Autor

A continuación, se observa las figuras correspondientes a dos modelos con las mismas características estructurales y para un mismo tipo de suelo (D), según la clasificación de la NEC-15. A groso modo se puede decir que el comportamiento estructural será similar en términos de resistencia y rigidez entre ambas estructuras. Sin embargo, la ubicación de estas estructuras es distinta, ya que una se encuentra en la ciudad de Cuenca y la otra en Quito. Por lo tanto, como cada zona tiene una sismicidad diferente, la aceleración sísmica máxima probable es única y distinta para cada una. Un lugar con mayor riesgo sísmico puede requerir mayor resistencia y ductilidad en el diseño estructural.

Entonces, a pesar de que todo el territorio ecuatoriano especialmente en la región Sierra es catalogado como de amenaza sísmica alta, los valores de Z son distintos para cada ciudad. Siendo así, afectados los otros factores que dependen de esta aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño. (Valencia, 2012)

En la fig. 30 y fig. 31 los valores de la deriva sísmica inelástica son menores cuando se considera la ubicación de Cuenca, ya que la considerar la ciudad de Quito los mismos incrementan considerablemente.

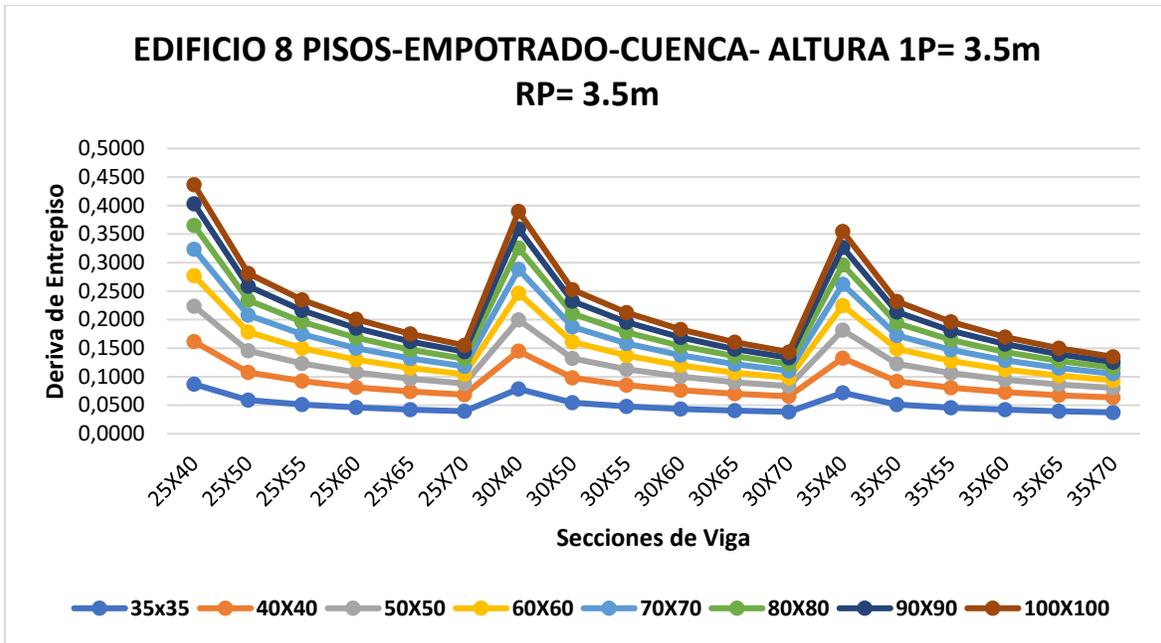


Fig. 30. Derivas considerando combinación de columnas y vigas para edificio de 8 pisos articulado con viga de cimentación.

Fuente: Autor

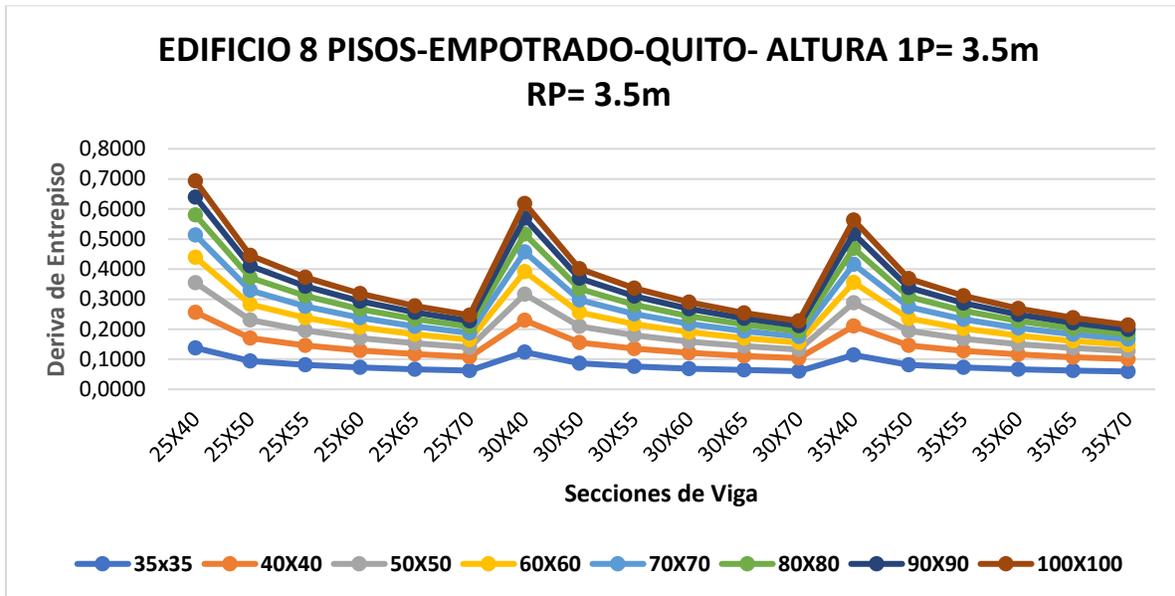


Fig. 31. Derivas considerando combinación de columnas y vigas para edificio de 8 pisos articulado con viga de cimentación.

Fuente: Autor

Como parte del estudio, se obtuvo la sensibilidad frente a ciertas combinaciones, las cuales se presentan a continuación:

Al considerar, un edificio de 4 niveles articulado con vigas de cimentación, el cual está ubicado en Quito, en un suelo tipo D y tiene por altura 4 m en el primer piso y 3 m en los pisos restantes. Se obtuvieron como valores de sensibilidad los indicados en la Tabla 31. Para deducir dichos porcentajes se efectuó únicamente la variación de las secciones de las vigas y las columnas se mantienen con una sección constante de 80x80 cm, dando como resultado valores negativos, es decir, ante un aumento de las secciones de vigas resulta en una disminución de la deriva de piso. Ya que al considerar una viga de 25x50 cm la sensibilidad asume un valor de 0.0000723 y si aumentamos la sección a 35x70 el valor de la sensibilidad disminuye a 0.0000257, de igual manera decrece la deriva,

La fórmula considerada para determinar la sensibilidad es:

$$Sensibilidad = \frac{Deriva_f - Deriva_i}{Area_{sección f} - Area_{sección i}}$$

N° Modelo	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Area Viga cm2	Deriva Maxima	Sensibilidad	% Cambio	
1106	Columna:	80	X	80	Viga:	25	X	40	Viga Cimentacion	30	X	50	1000	0.0586	0.00000	
1107	Columna:	80	X	80	Viga:	25	X	50	Viga Cimentacion	30	X	50	1250	0.0391	-0.000078	33.28
1108	Columna:	80	X	80	Viga:	25	X	55	Viga Cimentacion	30	X	50	1375	0.0335	-0.000067	42.87
1109	Columna:	80	X	80	Viga:	25	X	60	Viga Cimentacion	30	X	50	1500	0.0291	-0.000059	50.32
1110	Columna:	80	X	80	Viga:	25	X	65	Viga Cimentacion	30	X	50	1625	0.0256	-0.000053	56.21
1111	Columna:	80	X	80	Viga:	25	X	70	Viga Cimentacion	30	X	50	1750	0.0229	-0.000048	60.94
1112	Columna:	80	X	80	Viga:	30	X	40	Viga Cimentacion	30	X	50	1200	0.0526	-0.000030	10.23
1113	Columna:	80	X	80	Viga:	30	X	50	Viga Cimentacion	30	X	50	1500	0.0357	-0.000046	39.05
1114	Columna:	80	X	80	Viga:	30	X	55	Viga Cimentacion	30	X	50	1650	0.0306	-0.000043	47.70
1115	Columna:	80	X	80	Viga:	30	X	60	Viga Cimentacion	30	X	50	1800	0.0267	-0.000040	54.41
1116	Columna:	80	X	80	Viga:	30	X	65	Viga Cimentacion	30	X	50	1950	0.0236	-0.000037	59.70
1117	Columna:	80	X	80	Viga:	30	X	70	Viga Cimentacion	30	X	50	2100	0.0211	-0.000034	63.94
1118	Columna:	80	X	80	Viga:	35	X	40	Viga Cimentacion	30	X	50	1400	0.0479	-0.000027	18.18
1119	Columna:	80	X	80	Viga:	35	X	50	Viga Cimentacion	30	X	50	1750	0.0331	-0.000034	43.41
1120	Columna:	80	X	80	Viga:	35	X	55	Viga Cimentacion	30	X	50	1925	0.0285	-0.000033	51.34
1121	Columna:	80	X	80	Viga:	35	X	60	Viga Cimentacion	30	X	50	2100	0.0249	-0.000031	57.47
1122	Columna:	80	X	80	Viga:	35	X	65	Viga Cimentacion	30	X	50	2275	0.0221	-0.000029	62.30
1123	Columna:	80	X	80	Viga:	35	X	70	Viga Cimentacion	30	X	50	2450	0.0198	-0.000027	66.16

Tabla 31. Sensibilidad ante la variación únicamente de las secciones de viga.

Fuente: Autor

En la Tabla 32. se muestran los resultados de sensibilidad para un pórtico de 6 niveles con apoyos articulados en la base, ubicado en la ciudad de Quito y con una altura de 3.5 m en el primer nivel y 3 m en los niveles restantes.

Por otra parte, si se toma como fluctuante las secciones de las columnas y el resto de variables se mantienen constantes, Tabla. 32, los valores de sensibilidad representan que un aumento en el

área de la columna (correspondiente a un valor más pequeño en términos absolutos) conduce a una disminución de la deriva de piso. A medida que el área de la columna aumenta de 35 cm² a 100 cm², la sensibilidad disminuye gradualmente en magnitud. Esto implica que las secciones de columna con áreas más grandes tienen una influencia más moderada en la reducción de la deriva máxima de entrepiso, en comparación con las secciones de columna de áreas más pequeñas.

Los valores de la sensibilidad disminuyen de manera gradual a medida que aumenta el área de la columna. Esto sugiere que el efecto de variar las secciones de columna es más pronunciado en las áreas más pequeñas de columna y se vuelve menos significativo a medida que el área de la columna aumenta.

Nº Modelo	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Area Col cm2	Deriva Maxima	Sensibilidad	% Cambio	
1177	Columna:	35	X	35	Viga:	35	X	70	Viga Cimentacion	30	X	50	1225	0.0743		
1195	Columna:	40	X	40	Viga:	35	X	70	Viga Cimentacion	30	X	50	1600	0.0544	-0.000053	26.76
1213	Columna:	50	X	50	Viga:	35	X	70	Viga Cimentacion	30	X	50	2500	0.0372	-0.000029	49.93
1231	Columna:	60	X	60	Viga:	35	X	70	Viga Cimentacion	30	X	50	3600	0.0306	-0.000018	58.82
1249	Columna:	70	X	70	Viga:	35	X	70	Viga Cimentacion	30	X	50	4900	0.0275	-0.000013	62.98
1267	Columna:	80	X	80	Viga:	35	X	70	Viga Cimentacion	30	X	50	6400	0.0259	-0.000009	65.22
1285	Columna:	90	X	90	Viga:	35	X	70	Viga Cimentacion	30	X	50	8100	0.0249	-0.000007	66.57
1303	Columna:	100	X	100	Viga:	35	X	70	Viga Cimentacion	30	X	50	10000	0.0242	-0.000006	67.42

Tabla 32. Sensibilidad ante la variación de las secciones columnas.

Fuente: Autor.

La Tabla 33. contiene los resultados de sensibilidad para un edificio de 8 niveles, articulado con viga de cimentación en la base, ubicado en la ciudad de Quito.

A medida que la altura total de la estructura varía, la deriva máxima de entrepiso también varía. Comparando los modelos con alturas de 24.5 m y 28 m, ambos presentan la misma deriva máxima de entrepiso de 0.0267 unidades. Esto sugiere que, en este rango de alturas, no se observa un cambio significativo en la deriva máxima de entrepiso. Al comparar los modelos con alturas de 24 m y 25 m, se observa que, a pesar de tener una diferencia de solo 1 metro en la altura, hay un cambio notable en la deriva máxima de entrepiso, pasando de 0.0248 a 0.0287 unidades. Esta diferencia sugiere que un aumento relativamente pequeño en la altura resulta en un aumento proporcionalmente más grande en la deriva máxima de entrepiso.

La sensibilidad también varía en función de la altura. Por ejemplo, al comparar los modelos con alturas de 24 m y 25 m, la sensibilidad pasa de 0.00381 a 0.00393. Esto indica que la relación entre la variación en la deriva máxima de entrepiso y la variación en la altura es más pronunciada en el modelo con una altura de 25 m.

Nº Modelo												Altura Total (m)	Deriva Maxima	Sensibilidad	% Cambio	
1861	Columna:	90	X	90	Viga:	35	X	70	Viga Cimentacion	30	X	50	24.5	0.0267		
2005	Columna:	90	X	90	Viga:	35	X	70	Viga Cimentacion	30	X	50	28	0.0267	-0.00001	0.11
2149	Columna:	90	X	90	Viga:	35	X	70	Viga Cimentacion	30	X	50	24	0.0248	0.00381	7.13
2293	Columna:	90	X	90	Viga:	35	X	70	Viga Cimentacion	30	X	50	25	0.0287	0.00393	-7.35

Tabla 33. Sensibilidad ante la variación de las alturas de cada piso.

Fuente: Autor.

Si se aumenta el número de pisos en la estructura, también aumenta la deriva máxima de entrepiso. Al comparar los modelos con 4 y 12 pisos, la deriva máxima de entrepiso aumenta de 0.0147 a 0.0264 unidades. Esto sugiere que el número de pisos tiene un impacto directo en la deriva máxima de entrepiso. Adicionalmente, al comparar los modelos con 6 y 8 pisos, se observa que, a pesar de tener una diferencia de solo 2 pisos, hay un cambio en la deriva máxima de entrepiso de 0.0228 a 0.0247 unidades.

Los datos reflejan una tendencia creciente en la deriva máxima de entrepiso a medida que aumenta el número de pisos. Sin embargo, la sensibilidad disminuye en valores absolutos a medida que aumenta el número de pisos, indicando que los cambios en la deriva máxima son relativamente menores en comparación con el cambio en el número de pisos.

Nº Modelo												N PISOS	Deriva Maxima	Sensibilidad	% Cambio	
1015	Columna:	100	X	100	Viga:	35	X	70	Viga Cimentacion	30	X	50	4	0.0147		
1591	Columna:	100	X	100	Viga:	35	X	70	Viga Cimentacion	30	X	50	6	0.0228	0.00403	-54.75
2167	Columna:	100	X	100	Viga:	35	X	70	Viga Cimentacion	30	X	50	8	0.0247	0.00250	-67.85
439	Columna:	100	X	100	Viga:	35	X	70	Viga Cimentacion	30	X	50	12	0.0270	0.00153	-83.31

Tabla 34. Sensibilidad ante la variación del número de pisos.

Fuente: Autor.

En las Tablas 35 y 36, se encuentran los valores de sensibilidad para cada deriva calculada, el modelo de edificio es de 4 niveles, ubicado en Cuenca, considerando un suelo tipo D, con una altura en el primer piso de 4 m y 3m en los pisos restantes. La variable fluctuante en estos modelos son las condiciones de apoyo; articulado con viga de cimentación y empotrado, respectivamente.

N° Modelo	Columna:	80	X	80	Viga:	25	X	40	Viga Cimentacion:	30	X	50	Area Viga cm2	Deriva Maxima	Sensibilidad	% Cambio
1106	Columna:	80	X	80	Viga:	25	X	40	Viga Cimentacion:	30	X	50	1000	0.0427		
1107	Columna:	80	X	80	Viga:	25	X	50	Viga Cimentacion:	30	X	50	1250	0.0285	-0.00569	33.28
1108	Columna:	80	X	80	Viga:	25	X	55	Viga Cimentacion:	30	X	50	1375	0.0244	-0.00488	42.87
1109	Columna:	80	X	80	Viga:	25	X	60	Viga Cimentacion:	30	X	50	1500	0.0212	-0.00430	50.32
1110	Columna:	80	X	80	Viga:	25	X	65	Viga Cimentacion:	30	X	50	1625	0.0187	-0.00384	56.21
1111	Columna:	80	X	80	Viga:	25	X	70	Viga Cimentacion:	30	X	50	1750	0.0167	-0.00347	60.94
1112	Columna:	80	X	80	Viga:	30	X	40	Viga Cimentacion:	30	X	50	1200	0.0383	-0.00219	10.23
1113	Columna:	80	X	80	Viga:	30	X	50	Viga Cimentacion:	30	X	50	1500	0.0260	-0.00334	39.05
1114	Columna:	80	X	80	Viga:	30	X	55	Viga Cimentacion:	30	X	50	1650	0.0223	-0.00313	47.70
1115	Columna:	80	X	80	Viga:	30	X	60	Viga Cimentacion:	30	X	50	1800	0.0195	-0.00290	54.41
1116	Columna:	80	X	80	Viga:	30	X	65	Viga Cimentacion:	30	X	50	1950	0.0172	-0.00268	59.70
1117	Columna:	80	X	80	Viga:	30	X	70	Viga Cimentacion:	30	X	50	2100	0.0154	-0.00248	63.94
1118	Columna:	80	X	80	Viga:	35	X	40	Viga Cimentacion:	30	X	50	1400	0.0349	-0.00194	18.18
1119	Columna:	80	X	80	Viga:	35	X	50	Viga Cimentacion:	30	X	50	1750	0.0242	-0.00247	43.41
1120	Columna:	80	X	80	Viga:	35	X	55	Viga Cimentacion:	30	X	50	1925	0.0208	-0.00237	51.34
1121	Columna:	80	X	80	Viga:	35	X	60	Viga Cimentacion:	30	X	50	2100	0.0182	-0.00223	57.47
1122	Columna:	80	X	80	Viga:	35	X	65	Viga Cimentacion:	30	X	50	2275	0.0161	-0.00209	62.30
1123	Columna:	80	X	80	Viga:	35	X	70	Viga Cimentacion:	30	X	50	2450	0.0145	-0.00195	66.16

Tabla 35. Sensibilidad ante la variación de secciones de vigas, para estructura en Cuenca – Articulado con viga de cimentación.

Fuente: Autor.

Comparando los resultados de las dos tablas, las condiciones de apoyo articulado tienden a producir valores de deriva máxima ligeramente mayores en comparación con las condiciones de apoyo empotrado. Esto podría deberse a la mayor capacidad de las conexiones articuladas para permitir movimientos.

N° Modelo	Columna:	80	X	80	Viga:	25	X	40	Area Viga cm2	Deriva Maxima	Sensibilidad	% Cambio
1106	Columna:	80	X	80	Viga:	25	X	40	1000	0.0234		
1107	Columna:	80	X	80	Viga:	25	X	50	1250	0.0163	-0.00283	30.29
1108	Columna:	80	X	80	Viga:	25	X	55	1375	0.0136	-0.00260	41.69
1109	Columna:	80	X	80	Viga:	25	X	60	1500	0.0115	-0.00238	50.96
1110	Columna:	80	X	80	Viga:	25	X	65	1625	0.0100	-0.00214	57.34
1111	Columna:	80	X	80	Viga:	25	X	70	1750	0.0088	-0.00195	62.47
1112	Columna:	80	X	80	Viga:	30	X	40	1200	0.0215	-0.00092	7.91
1113	Columna:	80	X	80	Viga:	30	X	50	1500	0.0147	-0.00174	37.16
1114	Columna:	80	X	80	Viga:	30	X	55	1650	0.0122	-0.00172	47.79
1115	Columna:	80	X	80	Viga:	30	X	60	1800	0.0104	-0.00162	55.46
1116	Columna:	80	X	80	Viga:	30	X	65	1950	0.0091	-0.00150	61.15
1117	Columna:	80	X	80	Viga:	30	X	70	2100	0.0080	-0.00140	65.89
1118	Columna:	80	X	80	Viga:	35	X	40	1400	0.0200	-0.00084	14.45
1119	Columna:	80	X	80	Viga:	35	X	50	1750	0.0134	-0.00133	42.57
1120	Columna:	80	X	80	Viga:	35	X	55	1925	0.0111	-0.00132	52.29
1121	Columna:	80	X	80	Viga:	35	X	60	2100	0.0096	-0.00125	58.77
1122	Columna:	80	X	80	Viga:	35	X	65	2275	0.0084	-0.00117	64.11
1123	Columna:	80	X	80	Viga:	35	X	70	2450	0.0074	-0.00110	68.52

Tabla 36. Sensibilidad ante la variación de secciones de vigas, para estructura en Cuenca – Empotrado.

Fuente: Autor.

En base a la Tabla 35, se puede notar que a medida que el área de la viga aumenta, la deriva máxima en general tiende a disminuir (valores negativos en la sensibilidad). Esto sugiere que aumentar la rigidez de la estructura mediante el aumento del área de la viga puede reducir la cantidad de deformación que experimenta la estructura en respuesta a las cargas. Por lo tanto, una

estructura con vigas de mayor área tiende a ser más rígida y puede mantener su forma original con menos deformaciones. Sin embargo, hay algunas excepciones en los resultados, donde aumentar el área de la viga parece aumentar la deriva máxima en lugar de reducirla (valores positivos en la sensibilidad).

Comparando los resultados entre las tablas 37 y 38, podemos deducir que, en ambos casos de tablas, independientemente de la ubicación, los modelos 2005 y 2149 tienden a tener deriva máxima más alta que los modelos 1861 y 2293. Los valores de sensibilidad son más altos en la ubicación de Quito en comparación con la ubicación de Cuenca para todos los modelos, lo que indica que los cambios en la altura de los pisos tienen un impacto relativamente mayor en la deriva máxima en Quito en comparación con Cuenca.

N° Modelo								
1861	EMPOTRADO	Edificio	8	CUENCA-ALTURA:	1P=	3.5	RP=	3
2005	EMPOTRADO	Edificio	8	CUENCA-ALTURA:	1P=	3.5	RP=	3.5
2149	EMPOTRADO	Edificio	8	CUENCA-ALTURA:	1P=	3	RP=	3
2293	EMPOTRADO	Edificio	8	CUENCA-ALTURA:	1P=	4	RP=	3

N° Modelo								Altura Total	Deriva Maxima	Sensibilidad	% Cambio
1861	Columna:	90	X	90	Viga:	35	X	70	24.5	0.0108	
2005	Columna:	90	X	90	Viga:	35	X	70	28	0.0120	-10.67
2149	Columna:	90	X	90	Viga:	35	X	70	24	0.0109	-0.01771
2293	Columna:	90	X	90	Viga:	35	X	70	25	0.0109	0.01165

Tabla 37. Sensibilidad ante la variación de altura de pisos, ubicación Cuenca – Empotrado – L/A: 1.5.

Fuente: Autor.

N° Modelo								
1861	ARTICULADO	Edificio	8	QUITO-ALTURA:	1P=	3.5	RP=	3
2005	ARTICULADO	Edificio	8	QUITO-ALTURA:	1P=	3.5	RP=	3.5
2149	ARTICULADO	Edificio	8	QUITO-ALTURA:	1P=	3	RP=	3
2293	ARTICULADO	Edificio	8	QUITO-ALTURA:	1P=	4	RP=	3

N° Modelo									Altura Total	Deriva Maxima	Sensibilidad	% Cambio
1861	Columna:	90	X	90	Viga:	35	X	70	24.5	0.0142		
2005	Columna:	90	X	90	Viga:	35	X	70	28	0.0157	0.000422	
2149	Columna:	90	X	90	Viga:	35	X	70	24	0.0142	0.000052	
2293	Columna:	90	X	90	Viga:	35	X	70	25	0.0143	0.000137	

Tabla 38. Sensibilidad ante la variación de altura de pisos, ubicación Quito – Empotrado – L/A: 1.5.

Fuente: Autor.

CONCLUSIONES

Con las características estructurales adecuadas es posible considerar una futura reducción al límite de la deriva, tal como se evidencia en algunos de los modelos ejecutados durante el desarrollo de este estudio. Esta reducción provocaría que los pórticos sean más rígidos y que el daño estructural producido por la acción de un evento sísmico sea mínimo.

La alternativa que lidera valores menores de deriva, es la de mayores dimensiones de los elementos. Siendo así, la mejor estrategia para rigidizar la estructura el aumento de las secciones de la viga o la columna al mismo tiempo.

Las variaciones en la altura de pisos (de 3 a 4 metros) en modelos con el mismo tipo de apoyo en las bases (empotrados en Cuenca) muestran cambios en la sensibilidad y deriva máxima en un rango de solo +/- 0.44% y +/- 9.90%, respectivamente.

Los modelos articulados tienen una sensibilidad de 42.87% a 68.52% más alta y una deriva máxima de 18.18% a 66.16% más alta que los modelos empotrados cuando se cambian parámetros estructurales como la sección de las vigas.

Los modelos empotrados en Quito tienden a ser más sensibles en un 30.29% a 68.52% y tienen una deriva máxima de 7.91% a 68.52% más alta que los modelos empotrados en Cuenca al variar la sección de las vigas.

Los modelos articulados en Cuenca son más sensibles en un 33.28% a 60.94% y tienen una deriva máxima un 10.23% a 63.94% más alta que los modelos articulados en Quito al variar la sección de las vigas.

Con las características estructurales adecuadas es posible considerar una futura reducción al límite de la deriva, tal como se evidencia en algunos de los modelos dentro de los 18488 ejecutados durante el desarrollo de este estudio.

RECOMENDACIONES

Debido a que la NEC se encuentra en periodo de actualización según se expresó en el simposio virtual titulado “Difusión y Socialización de la Norma Ecuatoriana de la Construcción”, llevado a cabo el martes 27 de abril de 2021, se recomienda considerar en un estudio futuro los valores actuales de zonificación sísmica (Z), entre otros.

Se recomienda llevar a cabo un estudio considerando registro de acelerogramas (no menos de 3) reales, producto de sismos que han sucedido en el país. Ya que, esto beneficiaría al diseño de nuevas estructuras dentro de una región específica al permitir ajustar los parámetros de diseño de acuerdo con las características sísmicas específicas de esa zona.

REFERENCIAS.

ACI-318-19. (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete. https://www.researchgate.net/publication/343532805_Concreto_armado_ACI_318_-_19

Aguiar, R. et al. (2019). QUE SIGNIFICA UNA DERIVA DE PISO INELÁSTICA LIGERAMENTE SUPERIOR AL DOS POR CIENTO. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol24 p. 109.

AIS (2010). Reglamento Colombiano De Construcción Sismo Resistente (NSR-10). Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, Colombia.

Alarcón, S. (2018). Inercias Agrietadas en Vigas, Columnas y Muros Estructurales. Universidad Nacional de Chimborazo. Ecuador

ASCE 7-16. (2017). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.

Borrero, M. (2011). Estimación de la Variabilidad de la Deriva y del Cortante Basal Resistente de Pórticos de Concreto en Bogotá.

Chopra, Anil k (2014). *Dinámica de Estructuras*. (Cuarta Edición). Pearson Education

COCDMX. (2017). Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal. Ciudad de México, México.

Erazo Cerón, A. D. (2021). Evaluación del impacto de los límites de deriva en el diseño de edificaciones en concreto reforzado con aislamiento sísmico de base. *Ciencia Unisalle*, Bogotá, Colombia.

ESPE. (n.d.). CAPÍTULO V USO DE OPENSEES RESUMEN. Retrieved August 4, 2023, from <https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/2043/6/T-ESPE-020940-5.pdf>

García, L., Perez, A., Bonacci, J. (1996), Cost implications of drift-controlled design of reinforced concrete buildings; [Implicaciones de costos del diseño controlado por deriva de edificios de hormigón armado]', Paper N° 648. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering.

INN-CHILE. (2012). Diseño sísmico de edificios. Norma Oficial, Tercera Edición. Chile.

Martínez, Q., Gabriel, J., & Cevallos, I. (2022). *UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO FACULTAD DE INGENIERÍA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE LAS NORMATIVAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE EN AMÉRICA LATINA. CASOS DE ESTUDIO: COLOMBIA, ECUADOR, PERÚ Y CHILE* Proyecto de investigación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil.

<http://dspace.unach.edu.ec/bitstream/51000/9160/1/EVOLUCI%C3%93N%20HIST%C3%93RICA%20DE%20LAS%20NORMATIVAS%20DE%20DISE%C3%91O%20SISMO%20RESISTENTE%20EN%20AM%C3%89RICA%20LATINA.%20CASOS%20DE%20ESTUDIO%20COLOMBIA%2C%20ECUADOR%2C%20PER%C3%9A%20Y%20CHILE.pdf>

Muñoz et al. (2019). Estudio Comparativo de los Diseños Sísmicos, de una Estructura de Pórticos Dúctiles Resistentes a Flexión de Acero, Usando las Especificaciones NEC-2015, ASCE 7-16 de la 186 Asociación Estado. La Libertad: UPSE, Matriz. Facultad de Ciencias de la Ingeniería.

NEC-SE-AC. (2015). Miduvi. Estructuras de Acero. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NECSE-AC-Estructuras-de-Acero.pdf>

Opensees.berkeley.edu. 2012. OpenSeesWiki. https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main_Page

Pardo, Marcelo. (2019). ¿Qué apoyo es mejor escoger para bases de columnas?. Marcelo Pardo Ingeniería. <https://marcelopardo.com/hormigon-armado/>

Patricio, A., & Alejandro. (2021). Análisis comparativo de la respuesta no lineal en marcos planos especiales a momento de hormigón armado y acero elaborados en OpenSees versus SAP2000. *Ups.edu.ec*. <http://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/20640>

Saavedra, C. et al. (2017). INFLUENCIA DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD EN EL ANÁLISIS DE LA DERIVA DE EDIFICIOS DE CONCRETO EN EL PERÚ, 2017. Universidad Científica del Perú. Iquitos, Perú.

Valencia Vásconez, J. D. (2012). ANÁLISIS DEL MÉTODO “MODAL PUSH-OVER Y SU INCIDENCIA EN EL CÁLCULO DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO EN EL

CANTÓN DE AMBATO. [Tesis de Pregrado UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO].
[https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/2101/1/Analisis%20me
todo%20Push-
Over.pdf](https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/2101/1/Analisis%20me%20todo%20Push-Over.pdf)

ANEXOS

Análisis Estático Lineal

Edificio 4 Pisos – Base Articulada

#Trabajo de Titulación

#CODE para determinar los desplazamientos de un edificio de 4 pisos, con longitud en el eje x

#de 24m (longitud entre ejes 6m), en el eje y con un ancho de vano de 6m. Los apoyos en las bases

#de la columna se consideran articulados con viga de cimentación.

#Altura del primer piso 4 m y 3m los pisos restantes.

```
from openseespy.opensees import *
```

```
#=====
```

```
# Define las bases y alturas de las secciones viga
```

```
base = [25, 30, 35]
```

```
altura = [40, 50, 55, 60, 65, 70]
```

```
# Define las bases y alturas de las secciones columna (con dimensiones iguales)
```

```
basec = [35, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100]
```

```
alturac = [35, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100]
```

```
#=====
```

```
#=====
```

```
# Define las bases y alturas de las secciones de viga de cimentación
```

```
# bci: Base Viga | hci= Altura Viga
```

```
bvci= 30    # cm
```

```
hvci= 50
```

```

#===== DEFINICION ALTURAS DEL EDIFICIO =====
#Numero de pisos del edificio

Npi= 4    # pisos

# Definir la altura de cada piso del edificio

# Colocar las alturas

hpi4= 3    # [Cambiar en caso de que varíen las alturas de cada piso]

hpi3= 3

hpi2= 3

hpi1= 4    # m [Altura de cada piso]

#Condicion de apoyo en la base

#ARTICULADO

Articulado = 1

ApoyoBase = Articulado

combinaciones= []

# INICIALIZAMOS EL MODELO

# Crear el modelo básico [Dimensiones y grados de libertad]

model('basic', '-ndm', 2, '-ndf', 3)

# Abre el archivo en modo 'a' (append) para agregar los desplazamientos

nombre_archivo = f'Desplazamientos Columna 35-100x35-100 cm Altura P1{hpi1}RP{hpi2}
m.txt'

```

```
ruta_archivo = f'C:\\Users\\Admin\\Desktop\\CODIGO FINAL OPENSEESPY\\QUITO\\CODE-Ed-
Articulado\\Resultados-Quito-Articulado\\Edificio4Pisos_' + nombre_archivo
```

```
with open(ruta_archivo, 'a') as archivo:
```

```
# Itera sobre las combinaciones de base y altura
```

```
for bc0, hc0 in zip(basec, alturac):
```

```
    for bv0 in base:
```

```
        for hv0 in altura:
```

```
            combinaciones.append((bc0, hc0, bv0, hv0)) # Agrega la combinación de viga con
columna
```

```
# Restablece el modelo antes de cada iteración
```

```
    wipe()
```

```
# DATOS=====
```

```
#Propiedades del Material
```

```
    fc= 210          # kg/cm2
```

```
    E= 15100*(fc**0.5) # kg/cm2
```

```
    pH= 2400        #kgm3
```

```
#=====SECCION VIGA=====
```

```
    # bv = Base viga - hv = altura viga
```

$bv = bv0$ # cm

$hv = hv0$

$bvm = bv/100$ # m

$hvm = hv/100$ # m

#=====SECCION VIGA DE CIMENTACION=====

bc = Base Viga Cimentación - hc = Altura viga Cimentación

$bvc = bvci$ # cm

$hvc = hvci$ # cm

$bvcm = bvc/100$ # m

$hvc = hvc/100$ # m

#=====SECCION COLUMNA=====

bc = Base columna - hc = Altura columna

$bc = bc0$ # cm [Cambiar]

$hc = hc0$ # cm [Cambiar]

$bcm = bc/100$ # m

$hcm = hc/100$ # m

$Nrc = 5$ # Número de veces que se repite el elemento columna por piso

Nrv= 4 # Número de veces que se repite el elemento viga por piso

PISO 4=====

=Peso Columnas=

H4inf= hpi4 # m

H4sup= 0

Acm= bcm * hcm

Vc4m= Acm * ((H4inf/2)+(H4sup/2))

Pc4= Vc4m * pH * Nrc # kg

=Peso Vigas=

Lejetotal = 6+bcm # m Longitud del eje según el plano

Leje= Lejetotal - bcm # m Longitud del eje descontado el apoyo

Avm= bvm * hvm

Vv4m= Avm * Leje

Pv4= Vv4m * pH * Nrv # kg

PISO 3=====

=Peso Columnas=

H3inf= hpi3 # m

H3sup= hpi4

Acm= bcm * hcm

$$Vc3m = Acm * ((H3inf/2) + (H3sup/2))$$

$$Pc3 = Vc3m * pH * Nrc \quad \# \text{ kg}$$

=Peso Vigas=

$$Avm = bvm * hvm$$

$$Vv3m = Avm * Leje$$

$$Pv3 = Vv3m * pH * Nrv \quad \# \text{ kg}$$

PISO 2=====

=Peso Columnas=

$$H2inf = hpi2 \quad \# \text{ m}$$

$$H2sup = hpi3$$

$$Acm = bcm * hcm$$

$$Vc2m = Acm * ((H2inf/2) + (H2sup/2))$$

$$Pc2 = Vc2m * pH * Nrc \quad \# \text{ kg}$$

=Peso Vigas=

$$Avm = bvm * hvm$$

$$Vv2m = Avm * Leje$$

$$Pv2 = Vv2m * pH * Nrv \quad \# \text{ kg}$$

PISO 1=====

=Peso Columnas=

$H_{1inf} = h_{pi1}$ # m

$H_{1sup} = h_{pi2}$

$A_{cm} = b_{cm} * h_{cm}$

$V_{c1m} = A_{cm} * ((H_{1inf}/2) + (H_{1sup}/2))$

$P_{c1} = V_{c1m} * \rho_H * N_{rc}$ # kg

=Peso Vigas=

$A_{vm} = b_{vm} * h_{vm}$

$V_{v1m} = A_{vm} * L_{eje}$

$P_{v1} = V_{v1m} * \rho_H * N_{rv}$ # kg

BASE=====

=Peso Columnas=

$H_{0inf} = 0$ # m

$H_{0sup} = h_{pi1}$

$A_{cm} = b_{cm} * h_{cm}$

$V_{c0m} = A_{cm} * ((H_{0inf}/2) + (H_{0sup}/2))$

$P_{c0} = V_{c0m} * \rho_H * N_{rc}$ # kg

Viga Base

=Peso Vigas=

$$A_{vcm} = b_{vcm} * h_{vcm}$$

$$V_{vcm} = A_{vcm} * L_{eje}$$

$$P_{vc} = V_{vcm} * \rho_H * N_{rv} \quad \# \text{ kg}$$

#===== PESO PROPIO [VIGAS - COLUMNAS] =====

$$PESO_PROPIO = P_{c4} + P_{c3} + P_{c2} + P_{c1} + P_{c0} + P_{v4} + P_{v3} + P_{v2} + P_{v1} + P_{vc}$$

#===== CARGAS PERMANENTES Y CARGA VIVA =====

$$CV = 240 \quad \# \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 296 \quad \# \text{ kg/m}^2$$

$$\text{SobCubierta} = 70 \quad \# \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Losa} = 277.50 \quad \# \text{ kg/m}^2$$

$$B_{vano} = 24 \quad \# \text{ m}$$

$$L_{vano} = 6 \quad \# \text{ m}$$

$$A_{vano} = B_{vano} * L_{vano} \quad \# \text{ m}$$

$$CV_p = CV * A_{vano} \quad \# \text{ kg}$$

$$\text{Sobrecarga}_p = \text{Sobrecarga} * A_{vano}$$

$$\text{SobCubierta}_p = \text{SobCubierta} * A_{vano}$$

$$\text{Losap} = \text{Losa} * A_{vano}$$

#=====DEFINICION NODOS=====

Definir geometría del modelo

Colocar las alturas

hp4= hpi4*100

hp3= hpi3*100

hp2= hpi2*100

hp1= hpi1*100 # cm

h4 = hp1+hp2+hp3+hp4

h3 = hp1+hp2+hp3

h2 = hp1+hp2

h1 = hp1

L = 600 # cm [Ancho de vano]

Definición de coordenadas de nodos

node tag X Z

node(1, 0.0, 0.0)

node(2, L, 0.0)

node(3, 2 * L, 0.0)

node(4, 3 * L, 0.0)

node(5, 4 * L, 0.0)

node(6, 0.0, h1)

node(7, L, h1)

node(8, 2 * L, h1)

node(9, 3 * L, h1)

node(10, 4 * L, h1)

node(11, 0.0, h2)

node(12, L, h2)

node(13, 2 * L, h2)

node(14, 3 * L, h2)

node(15, 4 * L, h2)

node(16, 0.0, h3)

node(17, L, h3)

node(18, 2 * L, h3)

node(19, 3 * L, h3)

node(20, 4 * L, h3)

node(21, 0.0, h4)

node(22, L, h4)

node(23, 2 * L, h4)

node(24, 3 * L, h4)

node(25, 4 * L, h4)

```
# Condiciones de apoyo en la base

# Fix tag fx fy fz | 1 = restringido | 0 = libre |

# En 2D, con -ndm 2 -ndf 3, Fix(nodetag,1,1,0). Se restringe los
# desplazamientos x y y, pero se permite el giro.
```

```
fix(1, 1, 1, 0)
```

```
fix(2, 1, 1, 0)
```

```
fix(3, 1, 1, 0)
```

```
fix(4, 1, 1, 0)
```

```
fix(5, 1, 1, 0)
```

```
# Restricciones para grados de libertad
```

```
equalDOF(6, 7, 1) # GDL igual en todos los nodos de un mismo piso
```

```
equalDOF(6, 8, 1)
```

```
equalDOF(6, 9, 1)
```

```
equalDOF(6, 10, 1)
```

```
equalDOF(11, 12, 1)
```

```
equalDOF(11, 13, 1)
```

```
equalDOF(11, 14, 1)
```

```
equalDOF(11, 15, 1)
```

```
equalDOF(16, 17, 1)
```

```

equalDOF(16, 18, 1)

equalDOF(16, 19, 1)

equalDOF(16, 20, 1)

equalDOF(21, 22, 1)

equalDOF(21, 23, 1)

equalDOF(21, 24, 1)

equalDOF(21, 25, 1)

print('Definición de nodos completa')

# Definicion de elementos

IDColTransf = 1 #Columnas

IDBeamTransf = 2 #Vigas

# Crear los objetos de transformación geometrica (columnas 1 = verticales - vigas 2 =
horizontales)

geomTransf('Linear', IDColTransf) # Columnas

geomTransf('Linear', IDBeamTransf) # Vigas

#=====

# DEFINIR SECCIONES DE LOS ELEMENTOS

# ===COLUMNAS===

```

$$Ac = bc * hc$$

$$Ic = (bc * hc**3) / 12$$

$$Ic_ag = Ic * 0.8 \quad \# \text{ cm}^4$$

===VIGA===

$$Av = bv * hv$$

$$Iv = (bv * hv**3) / 12$$

$$Iv_ag = Iv * 0.5 \quad \# \text{ cm}^4$$

===VIGA CIMENTACION===

$$Avc = bvc * hvc$$

$$Ivc = (bvc * hvc**3) / 12$$

$$Ivc_ag = Ivc * 0.5 \quad \# \text{ cm}^4$$

===== CREAR ELEMENTOS =====

DEFINIMOS LOS ELEMENTOS CON SUS RESPECTIVAS PROPIEDADES

Crear elementos COLUMNA del pórtico

element('elasticBeamColumn', 100, 1, 6, Ac, E, Ic_ag, IDColTransf)

element('elasticBeamColumn', 101, 2, 7, Ac, E, Ic_ag, IDColTransf)

element('elasticBeamColumn', 102, 3, 8, Ac, E, Ic_ag, IDColTransf)

element('elasticBeamColumn', 103, 4, 9, Ac, E, Ic_ag, IDColTransf)

```
element('elasticBeamColumn', 104, 5, 10, Ac, E, Ic_ag, IDColTransf)
element('elasticBeamColumn', 105, 6, 11, Ac, E, Ic_ag, IDColTransf)
element('elasticBeamColumn', 106, 7, 12, Ac, E, Ic_ag, IDColTransf)
element('elasticBeamColumn', 107, 8, 13, Ac, E, Ic_ag, IDColTransf)
element('elasticBeamColumn', 108, 9, 14, Ac, E, Ic_ag, IDColTransf)
element('elasticBeamColumn', 109, 10, 15, Ac, E, Ic_ag, IDColTransf)
element('elasticBeamColumn', 110, 11, 16, Ac, E, Ic_ag, IDColTransf)
element('elasticBeamColumn', 111, 12, 17, Ac, E, Ic_ag, IDColTransf)
element('elasticBeamColumn', 112, 13, 18, Ac, E, Ic_ag, IDColTransf)
element('elasticBeamColumn', 113, 14, 19, Ac, E, Ic_ag, IDColTransf)
element('elasticBeamColumn', 114, 15, 20, Ac, E, Ic_ag, IDColTransf)
element('elasticBeamColumn', 115, 16, 21, Ac, E, Ic_ag, IDColTransf)
element('elasticBeamColumn', 116, 17, 22, Ac, E, Ic_ag, IDColTransf)
element('elasticBeamColumn', 117, 18, 23, Ac, E, Ic_ag, IDColTransf)
element('elasticBeamColumn', 118, 19, 24, Ac, E, Ic_ag, IDColTransf)
element('elasticBeamColumn', 119, 20, 25, Ac, E, Ic_ag, IDColTransf)
```

Crear elementos VIGA del pórtico

```
element('elasticBeamColumn', 196, 1, 2, Avc, E, Ivc_ag, IDBeamTransf)
element('elasticBeamColumn', 197, 2, 3, Avc, E, Ivc_ag, IDBeamTransf)
element('elasticBeamColumn', 198, 3, 4, Avc, E, Ivc_ag, IDBeamTransf)
element('elasticBeamColumn', 199, 4, 5, Avc, E, Ivc_ag, IDBeamTransf)
```

```
element('elasticBeamColumn', 200, 6, 7, Av, E, Iv_ag, IDBeamTransf)
element('elasticBeamColumn', 201, 7, 8, Av, E, Iv_ag, IDBeamTransf)
element('elasticBeamColumn', 202, 8, 9, Av, E, Iv_ag, IDBeamTransf)
element('elasticBeamColumn', 203, 9, 10, Av, E, Iv_ag, IDBeamTransf)
element('elasticBeamColumn', 204, 11, 12, Av, E, Iv_ag, IDBeamTransf)
element('elasticBeamColumn', 205, 12, 13, Av, E, Iv_ag, IDBeamTransf)
element('elasticBeamColumn', 206, 13, 14, Av, E, Iv_ag, IDBeamTransf)
element('elasticBeamColumn', 207, 14, 15, Av, E, Iv_ag, IDBeamTransf)
element('elasticBeamColumn', 208, 16, 17, Av, E, Iv_ag, IDBeamTransf)
element('elasticBeamColumn', 209, 17, 18, Av, E, Iv_ag, IDBeamTransf)
element('elasticBeamColumn', 210, 18, 19, Av, E, Iv_ag, IDBeamTransf)
element('elasticBeamColumn', 211, 19, 20, Av, E, Iv_ag, IDBeamTransf)
element('elasticBeamColumn', 212, 21, 22, Av, E, Iv_ag, IDBeamTransf)
element('elasticBeamColumn', 213, 22, 23, Av, E, Iv_ag, IDBeamTransf)
element('elasticBeamColumn', 214, 23, 24, Av, E, Iv_ag, IDBeamTransf)
element('elasticBeamColumn', 215, 24, 25, Av, E, Iv_ag, IDBeamTransf)
```

```
print('Definición de elementos completa')
```

```
# ===== ASIGNACIÓN DE MASAS =====
```

```
# Aplicando Cargas Permanentes y Carga Viva
```

```
# 100% CM
```

pesop4= Pc4+Pv4+Sobrecargap+SobCubiertap+Losap # kg peso de cada piso

pesop3= Pc3+Pv3+Sobrecargap+Losap

pesop2= Pc2+Pv2+Sobrecargap+Losap

pesop1= Pc1+Pv1+Sobrecargap+Losap

pesop0= Pc0+Pvc+Sobrecargap+Losap

g = 981 # cm/sg²

pi = 3.141592653

#aPlanta = (24)*6.

Carga4 = pesop4 / g

Carga3 = pesop3 / g

Carga2 = pesop2 / g

Carga1 = pesop1 / g # kg

Carga0 = pesop0 / g

Nodos base piso

mass(1, Carga0/5, 0.0) # kg

mass(2, Carga0/5, 0.0)

mass(3, Carga0/5, 0.0)

mass(4, Carga0/5, 0.0)

mass(5, Carga0/5, 0.0)

Nodos primer piso

mass(6, Carga1/5, 0.0) # kg

mass(7, Carga1/5, 0.0)

mass(8, Carga1/5, 0.0)

mass(9, Carga1/5, 0.0)

mass(10, Carga1/5, 0.0)

Nodos segundo piso

mass(11, Carga2/5, 0.0)

mass(12, Carga2/5, 0.0)

mass(13, Carga2/5, 0.0)

mass(14, Carga2/5, 0.0)

mass(15, Carga2/5, 0.0)

Nodos tercer piso

mass(16, Carga3/5, 0.0)

mass(17, Carga3/5, 0.0)

mass(18, Carga3/5, 0.0)

mass(19, Carga3/5, 0.0)

mass(20, Carga3/5, 0.0)

Nodos cuarto piso

mass(21, Carga4/5, 0.0)

mass(22, Carga4/5, 0.0)

mass(23, Carga4/5, 0.0)

mass(24, Carga4/5, 0.0)

mass(25, Carga4/5, 0.0)

ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

Asignación de cargas

#En el siguiente fragmento de código se crean los patrones de carga, además

#se asigna el peso propio de los elementos vigas y columnas a través de

#cargas distribuidas.

Se definen las cargas gravitacionales actuantes sobre la estructura

Wy4= -pesop4/2400 # kg/cm

Wy3= -pesop3/2400

Wy2= -pesop2/2400

Wy1= -pesop1/2400

Wy0= -pesop0/2400

Wz= 0.0

timeSeries('Linear', 1)

pattern('Plain', 1, 1) # Crear un patrón de carga llamado "Plain" con ID 1, utilizando la serie de tiempo 1

eleLoad('-ele', [212, 213, 214, 215], '-type', '-beamUniform', Wy4, Wz) # fuerza en kg/cm

eleLoad('-ele', [208, 209, 210, 211], '-type', '-beamUniform', Wy3, Wz) # fuerza en kg/cm

eleLoad('-ele', [204, 205, 206, 207], '-type', '-beamUniform', Wy2, Wz) # fuerza en kg/cm

```
eleLoad('-ele', [200, 201, 202, 203], '-type', '-beamUniform', Wy1, Wz) # fuerza en
kg/cm
```

```
eleLoad('-ele', [196, 197, 198, 199], '-type', '-beamUniform', Wy0, Wz)
```

```
print('CARGAS GRAVITACIONALES OK')
```

#Se establecen los parámetros necesarios para realizar el análisis por cargas de gravedad.

Análisis de cargas de gravedad

```
constraints('Plain') # Configurar las restricciones de nudo
```

```
numberer('Plain') # Configurar el renumerador de dof
```

```
system('BandGeneral') # Configurar el sistema de resolución de ecuaciones
```

```
test('NormDispIncr', 1.0e-4, 20) # Configurar los criterios de convergencia
```

```
algorithm('Newton') # Configurar el algoritmo de solución
```

```
integrator('LoadControl', 0.1) # Configurar el integrador de carga
```

```
analysis('Static') # Definir el tipo de análisis
```

```
analyze(10) # Realizar el análisis en 10 pasos
```

```
print("ANÁLISIS GRAVITATORIO REALIZADO!")
```

ANALISIS ESTATICO - FUERZAS EQUIVALENTES

Definir series de tiempo y patrones de carga para las fuerzas horizontales

===CORTANTE BASAL===

$I = 1$ # [Cambiar estos datos si se cambia de ubicación]

$Z = 0.4$ # [Estos datos corresponden a ubicación de Quito]

$n = 2.48$

$r = 1$

$h_n = h/100$

$C_t = 0.055$

$\alpha = 0.9$

$T = C_t * h_n^{**} \alpha$

Coeficiente de amplificación de perfiles de suelo

$F_a = 1.2$

$F_d = 1.19$

$F_s = 1.28$

Límites periodo de vibración

$T_c = 0.55 * F_s * (F_d/F_a)$

$T_L = 2.4 * F_d$

$T_o = 1 * F_s * (F_d/F_a)$

$f_p = 1$

$f_E = 1$

$R = 8$

if $T_c > T$:

$S_a = n * Z * F_a$

else:

$$S_a = n * Z * F_a * (T_c/T)^{**r}$$

#print("El valor de Sa es:", Sa)

$$C = (I * S_a) / (R * f_p * f_E)$$

#print('C',C)

#Altura acumulada de cada nivel [Actualizar cuando se cambie de modelo]

$$N_4 = h_4 / 100 \text{ \# m}$$

$$N_3 = h_3 / 100$$

$$N_2 = h_2 / 100$$

$$N_1 = h_1 / 100$$

$$\#N_0 = 0$$

#WLD CARGA MUERTA [kg/m2]=====

#100% PesoPropio (Columnas, Vigas) + Carga Permanente (Sobrecarga, SobCubierta, Losa)

$$WLD_4 = (P_{c4} + P_{v4} + Sobrecarga_p + SobCubierta_p + Losa_p) / Avano$$

$$WLD_3 = (P_{c3} + P_{v3} + Sobrecarga_p + Losa_p) / Avano$$

$$WLD_2 = (P_{c2} + P_{v2} + Sobrecarga_p + Losa_p) / Avano$$

$$WLD_1 = (P_{c1} + P_{v1} + Sobrecarga_p + Losa_p) / Avano$$

$$\#WLD_0 = (P_{c0} + P_{v0} + Sobrecarga_p + Losa_p) / Avano$$

$$W_r4 = WLD_4 * Avano$$

$$Wr3 = WLD3 * Avano$$

$$Wr2 = WLD2 * Avano$$

$$Wr1 = WLD1 * Avano$$

$$\#Wr0 = WLD0 * Avano$$

$$Wr = Wr4 + Wr3 + Wr2 + Wr1 \# + Wr0 \quad \# \text{ kg Carga Reactiva Total}$$

$$k = 0.75 + (0.5 * T)$$

$$Wr4_h4 = Wr4 * N4^{**k}$$

$$Wr3_h3 = Wr3 * N3^{**k}$$

$$Wr2_h2 = Wr2 * N2^{**k}$$

$$Wr1_h1 = Wr1 * N1^{**k}$$

$$\#Wr0_h0 = Wr0 * N0^{**k}$$

$$Wri_hi = Wr4_h4 + Wr3_h3 + Wr2_h2 + Wr1_h1 \# + Wr0_h0$$

CORTANTE BASAL =====

$$V = C * Wr$$

timeSeries('Linear', 2)

pattern('Plain', 2, 2)

===== FUERZAS EQUIVALENTES =====

$Fx4 = (Wr4_h4 / Wri_hi) * V$

$Fx3 = (Wr3_h3 / Wri_hi) * V$

$Fx2 = (Wr2_h2 / Wri_hi) * V$

$Fx1 = (Wr1_h1 / Wri_hi) * V$

load(21, Fx4, 0.0, 0.0)

load(16, Fx3, 0.0, 0.0)

load(11, Fx2, 0.0, 0.0)

load(6, Fx1, 0.0, 0.0)

#Registro de Resultados

wipeAnalysis()

constraints('Plain') # Configurar las restricciones de nudo

numberer('Plain') # Configurar el renumerador de dof

system('BandGeneral') # Configurar el sistema de resolución de ecuaciones

test('NormDispIncr', 1.0e-4, 20) # Configurar los criterios de convergencia

algorithm('Newton') # Configurar el algoritmo de solución

integrator('LoadControl', 0.1) # Configurar el integrador de carga

analysis('Static') # Definir el tipo de análisis

analyze(10) # Realizar el análisis en 10 pasos

```
# Guarda los desplazamientos en el archivo
```

```
archivo.write(f'ARTICULADO, Edificio, {Npi}, Pisos\n')
```

```
archivo.write(f'QUITO-ALTURA:, 1P={hp1/100}, m, RP={hp2/100}, m\n')
```

```
archivo.write(f'Columna:, bc={bc}, cm, hc={hc}, cm\n')
```

```
archivo.write(f'Viga:, bv={bv}, cm, hv={hv}, cm\n')
```

```
archivo.write(f'Viga Cimentación:, bv={bvc}, cm, hv={hvc}, cm\n')
```

```
archivo.write('Nodo 21:, Nodo 16:, Nodo 11:, Nodo 6:\n')
```

```
# Guardar el desplazamiento en la lista
```

```
desplazamientos.append(displacement)
```

```
# Escribir los desplazamientos en el archivo
```

```
archivo.write(','.join([str(d) for d in desplazamientos]) + '\n')
```

```
archivo.write('=====\n')
```

Espectro de Respuesta Sísmica Quito

ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICA - UBICACIÓN: QUITO

<i>Datos</i>	
Tipo de suelo	D
Zona	V
Fa	1.2
Fd	1.19
Fs	1.28
Factor Z	0.4
n	2.48
r	1
l	1
*p	1
*e	1
R	8

To	0.12693333
Tc	0.69813333

T	Sa	Sa/R
0	1.1904	0.1488
0.05	1.1904	0.1488
0.1	1.1904	0.1488
0.15	1.1904	0.1488
0.2	1.1904	0.1488
0.25	1.1904	0.1488
0.3	1.1904	0.1488
0.35	1.1904	0.1488
0.4	1.1904	0.1488
0.45	1.1904	0.1488
0.5	1.1904	0.1488
0.55	1.1904	0.1488
0.6	1.1904	0.1488
0.65	1.1904	0.1488
0.7	1.1872	0.1484
0.75	1.1081	0.1385
0.8	1.0388	0.1299
0.85	0.9777	0.1222
0.9	0.9234	0.1154
0.95	0.8748	0.1093
1	0.8311	0.1039
1.05	0.7915	0.0989
1.1	0.7555	0.0944
1.15	0.7227	0.0903
1.2	0.6925	0.0866
1.25	0.6648	0.0831
1.3	0.6393	0.0799
1.35	0.6156	0.0769
1.4	0.5936	0.0742
1.45	0.5731	0.0716
1.5	0.5540	0.0693
1.55	0.5362	0.0670
1.6	0.5194	0.0649
1.65	0.5037	0.0630
1.7	0.4889	0.0611
1.75	0.4749	0.0594
1.8	0.4617	0.0577
1.85	0.4492	0.0562
1.9	0.4374	0.0547
1.95	0.4262	0.0533
2	0.4155	0.0519
2.05	0.4054	0.0507
2.1	0.3957	0.0495
2.15	0.3865	0.0483
2.2	0.3778	0.0472

Fig. 32. Cálculo del Espectro de Respuesta Sísmica para Quito.

Fuente: Autor

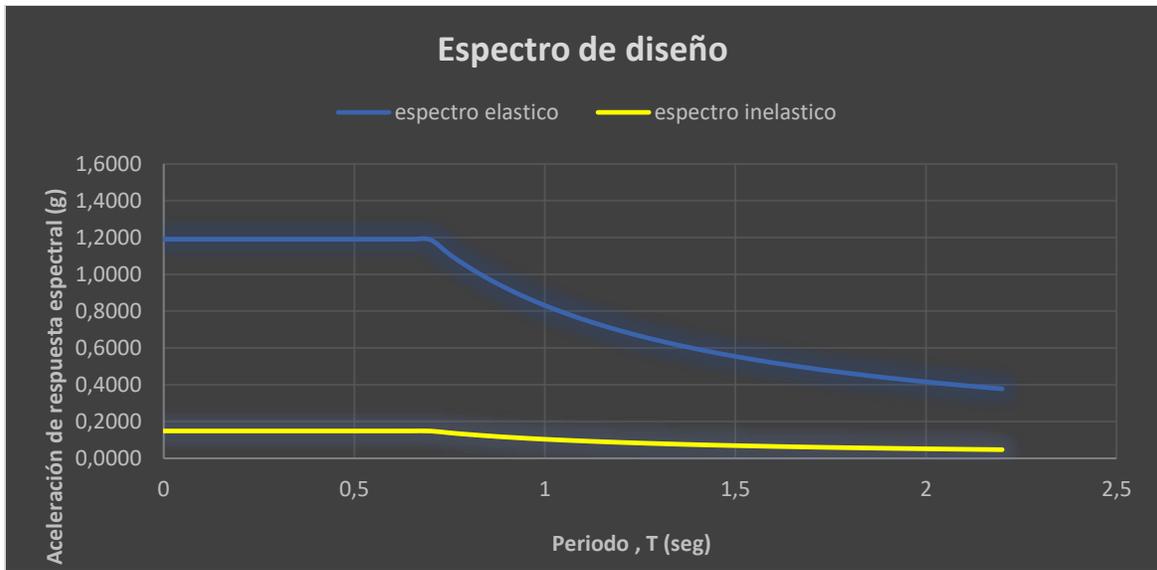


Fig. 33. Espectro de Diseño

Fuente: Autor

Hormigón Armado 6 niveles

CORTANTE BASAL	Altura Primer Piso	3.5 m
Coef. Importancia	Altura resto de pisos	3 m
Zonificación sísmica	I=	1
Factor de zona	Z.sism:	V
Relación de amplificación espectral	Z=	0.4
Factor de ubicación geografía proyecto	n=	2.48
Altura máxima edificación de n pisos (m)	r=	1
Coef. Tipo de estructura	hn=	18.5
	Ct	0.055
	α=	0.9
Periodo de vibración (s)	T=	0.760006392 seg
Tipo de perfil de subsuelo	Tipo suelo	D
Coef. De amplificación de perfiles de suelo		
Amplificación suelo en zona de periodo corto	Fa=	1.2
Amplificación de ordenadas espectro elastico respuesta desplaz. Roca	Fd=	1.19
Comportante no lineal de los suelos	Fs=	1.28
Limites periodo de vibración		
Espectro sísmico elastico aceleraciones representa sismo de diseño (s)	Tc=	0.698133333
Espectro de respuesta en desplazamientos (s)	TL=	2.856
Espectro sísmico elastico aceleraciones representa sismo de diseño (s)	To=	0.126933333
Factor de irregularidad en planta	φp=	1
Factor irregularidad en elevacion	φE=	1
Factor de reduccion de resistencia sísmica	R=	8
Aceleracion espectral	Sa	1.093488066
Cortante basal total de diseño (%)	C=	0.136686
V= 118316.5022 kg		
W=	865608 kg	925604.16

Nivel	h: Altura de entrepiso (m)	hi: Alturas acumuladas(m)	Ai: Area a (m2)	WLD: Carga Muerta(kg/m)	Wr: Carga reactiva (kg)	Wr*hi	$P = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V$
N+6	3	18.5	216	710.17	153396	4146886.397	36759.34
N+5	3	15.5	216	658.83	142308	3149981.031	27922.45
N+4	3	12.5	216	658.83	142308	2470251.295	21897.10
N+3	3	9.5	216	658.83	142308	1811590.831	16058.52
N+2	3	6.5	216	658.83	142308	1179842.419	10458.50
N+1	3.5	3.5	216	661.94	142980	588943.8916	5220.59
						865608	13347495.86
							118316.50

k 1.130003196

Fig. 35. Cálculo de Fuerzas Equivalentes de un pórtico de hormigón armado de 6 niveles.

Fuente: Autor

Hormigón Armado 8 niveles

CORTANTE BASAL	Altura Primer Piso	3.5 m
Coef. Importancia	Altura resto de pisos	3 m
Zonificación sísmica	l=	1
Factor de zona	Z.sism:	V
Relación de amplificación espectral	Z=	0.4
Factor de ubicación geografía proyecto	n=	2.48
Altura máxima edificación de n pisos (m)	r=	1
Coef. Tipo de estructura	hn=	24.5
	Ct	0.055
	α=	0.9
Periodo de vibración (s)	T=	0.97861567 seg
Tipo de perfil de subsuelo	Tipo suelo	D
Coef. De amplificación de perfiles de suelo		
Amplificación suelo en zona de periodo corto	Fa=	1.2
Amplificación de ordenadas espectro elastico respuesta desplaz. Roca	Fd=	1.19
Comportante no lineal de los suelos	Fs=	1.28
Limites periodo de vibración		
Espectro sísmico elastico aceleraciones representa sismo de diseño (s)	Tc=	0.698133333
Espectro de respuesta en desplazamientos (s)	TL=	4
Espectro sísmico elastico aceleraciones representa sismo de diseño (s)	To=	0.126933333
Factor de irregularidad en planta	φp=	1
Factor irregularidad en elevacion	φE=	1
Factor de reduccion de resistencia sísmica	R=	8
Aceleración espectral	Sa	0.849217876
Cortante basal total de diseño (%)	C=	0.106152

V= 122098.8477 kg

W= 1150224 kg 1210220.16

Nivel	h: Altura de entrepiso (m)	hi: Alturas acumuladas(m)	Ai: Area a (m2)	WLD: Carga Muerta(kg/m)	Wr: Carga reactiva (kg)	Wr*hi	$P = \frac{w_i \cdot h_i}{\sum w_i \cdot h_i} \cdot V$
N+8	3	24.5	216	710.17	153396	8080131.843	31127.92
N+7	3	21.5	216	658.83	142308	6375742.048	24561.93
N+6	3	18.5	216	658.83	142308	5292308.67	20388.11
N+5	3	15.5	216	658.83	142308	4250271.909	16373.76
N+4	3	12.5	216	658.83	142308	3255655.837	12542.10
N+3	3	9.5	216	658.83	142308	2317020.304	8926.10
N+2	3	6.5	216	658.83	142308	1447702.109	5577.13
N+1	3.5	3.5	216	661.94	142980	675372.0488	2601.81
					1150224	31694204.77	122098.85

K 1.239307835

Fig. 36. Cálculo de Fuerzas Equivalentes de un pórtico de hormigón armado de 6 niveles.

Fuente: Autor

Hormigon Armado 12 niveles

CORTANTE BASAL	Altura Primer Piso	3.5 m
Coef. Importancia	Altura resto de pisos	3 m
Zonificación sísmica	l=	1
Factor de zona	Z.sism:	V
Relación de amplificación espectral	Z=	0.4
Factor de ubicación geografía proyecto	n=	2.48
Altura máxima edificación de n pisos (m)	r=	1
Coef. Tipo de estructura	hn=	36.5
	Ct	0.055
	α=	0.9
Periodo de vibración (s)	T=	1.400961716 seg
Tipo de perfil de subsuelo	Tipo suelo	D
Coef. De amplificación de perfiles de suelo		
Amplificación suelo en zona de periodo corto	Fa=	1.2
Amplificación de ordenadas espectro elastico respuesta desplaz. Roca	Fd=	1.19
Comportante no lineal de los suelos	Fs=	1.28
Limites periodo de vibracion		
Espectro sísmico elastico aceleraciones representa sismo de diseño (s)	Tc=	0.698133333
Espectro de respuesta en desplazamientos (s)	TL=	4
Espectro sísmico elastico aceleraciones representa sismo de diseño (s)	To=	0.126933333
Factor de irregularidad en planta	φp=	1
Factor irregularidad en elevacion	φE=	1
Factor de reduccion de resistencia sísmica	R=	8
Aceleracion espectral	Sa	0.593205304
Cortante basal total de diseño (%)	C=	0.074151

V= 85329.02368 kg

W= 1150752 kg 1210748.16

Nivel	h: Altura de entepiso (m)	hi: Alturas acumuladas(m)	Ai: Area a (m2)	WLD: Carga Muerta(kg/m)	Wr: Carga reactiva (kg)	Wr*hi	
N+12	3	36.5	144	711.50	102456	18906593.68	16542.56
N+11	3	33.5	144	661.50	95256	15521748.45	13580.95
N+10	3	30.5	144	661.50	95256	13546928.7	11853.06
N+9	3	27.5	144	661.50	95256	11657807.01	10200.15
N+8	3	24.5	144	661.50	95256	9859415.167	8626.62
N+7	3	21.5	144	661.50	95256	8157720.495	7137.70
N+6	3	18.5	144	661.50	95256	6559952.224	5739.71
N+5	3	15.5	144	661.50	95256	5075112.614	4440.53
N+4	3	12.5	144	661.50	95256	3714833.193	3250.34
N+3	3	9.5	144	661.50	95256	2494949.241	2182.99
N+2	3	6.5	144	661.50	95256	1438823.769	1258.92
N+1	3.5	3.5	144	664.83	95736	589163.1314	515.50
					1150752	97523047.68	85329.02

k 1.450480858

Fig. 37. Cálculo de Fuerzas Equivalentes de un pórtico de hormigón armado de 6 niveles.

Fuente: Autor