



**FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL**

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**ESTUDIO COMPARATIVO DEL DISEÑO ELÁSTICO VERSUS DISEÑO CON  
FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA RESPUESTA ELÁSTICA**

TRABAJO DE TITULACIÓN QUE SE PRESENTA COMO REQUISITO  
PREVIO A OPTAR EL GRADO DE: **INGENIERO CIVIL**

**AUTOR:**

**NESTOR DANNY MOSQUERA BEJARANO**

**TUTOR:**

**ING. ALEX RAUL VILLACRES SANCHEZ, M.Sc.**

**Samborondón, septiembre de 2018**

## **CERTIFICACIÓN FINAL DE APROBACIÓN DEL TUTOR**

En mi calidad de tutor del estudiante Néstor Danny Mosquera Bejarano, que cursa estudios en la escuela de Ingeniería Civil, dictado en la Facultad de Arquitectura de la UEES.

### **CERTIFICO:**

Que he revisado el trabajo de titulación con el título: ESTUDIO COMPARATIVO DEL DISEÑO ELÁSTICO VERSUS DISEÑO CON FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA RESPUESTA ELÁSTICA, presentado por el estudiante Néstor Danny Mosquera Bejarano con cédula de ciudadanía No. 1203735905, como requisito previo para optar por el Grado Académico de Ingeniero Civil, y considero que dicho trabajo investigativo ha incorporado y corregido las sugerencias y observaciones solicitadas por los miembros del tribunal, por lo tanto reúne los requisitos y méritos suficientes necesarios de carácter académico y científico, para presentarse a la defensa final.

Tutor: Ing. Alex Raúl Villacrés Sánchez, M.Sc.

Samborondón, septiembre 2018

## **DEDICATORIA**

El presente trabajo lo dedico principalmente a Dios, por darme fuerzas y salud para seguir en el camino de la vida y obtener anhelos más deseados.

A mis padres por inculcarme valores, pero sobre todo ser perseverante; con trabajo y sacrificio he llegado donde estoy y convertirme en lo que soy.

A mi hermana por siempre confiar y creer en mí.

A todas las personas que no creyeron en mí, porque de alguna manera u otra me dieron las fuerzas necesarias para vencer esos obstáculos que se presentan en la vida.

## **AGRADECIMIENTOS**

Quiero expresar mi gratitud sobre todas las cosas a Dios.

De igual manera a mi familia por estar siempre presentes, brindando ese apoyo incondicional.

A mi enamorada que siempre estuvo a mi lado dándome tranquilidad, consejos y palabras de motivación.

A todos mis amigos que de alguna u otra forma me ayudaron y formaron parte en la elaboración de mi trabajo de titulación.

Mi profundo agradecimiento a la Universidad de Especialidades Espíritu Santo, directivos y docentes que formaron parte del proceso estudiantil para la obtención del título como ingeniero civil.

Finalmente quiero expresar mis grandes y sincero agradecimiento al Ing. Alex Villacrés por compartir sus conocimientos, guiarme y colaborando en el desarrollo del presente trabajo.

## ÍNDICE

<b>CERTIFICACIÓN FINAL DE APROBACIÓN DEL TUTOR .....</b>	<b>I</b>
<b>DEDICATORIA .....</b>	<b>II</b>
<b>AGRADECIMIENTOS.....</b>	<b>III</b>
<b>RESUMEN .....</b>	<b>X</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>XI</b>
<b>CAPÍTULO I. Problemática.....</b>	<b>12</b>
1.1 Antecedentes .....	12
1.2 Planteamiento del problema.....	14
1.3 Objetivos .....	16
1.3.1 Objetivo General.....	16
1.3.2 Objetivos Específicos .....	16
1.4 Justificación.....	17
<b>CAPÍTULO II. Marco teórico.....</b>	<b>18</b>
2.1. Antecedentes Bibliográficos .....	18
2.2. Fundamentación Teórica.....	19
2.2.1. Zonificación sísmica del globo terráqueo.....	19
2.2.2. Zonificación sísmica de Ecuador .....	25
2.2.3. Coeficiente de perfil de suelo Fa, Fd, y Fs .....	27
2.2.4. Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño .....	28
2.2.5. Categoría de edificio y coeficiente de importancia.....	31
2.2.6. Regularidad/configuración estructural .....	32
2.3. Diseño basado en fuerzas DBF .....	36
2.3.1. Objetivos principales del DBF.....	36
2.3.2. Método de diseño basado en fuerzas DBF.....	37
2.4. Teoría de métodos de diseño en Hormigón Armado.....	38
2.4.1. Método de diseño plástico .....	38
2.4.2. Método de diseño elástico o Allowable Stress Design (ASD).....	39

2.4.3. Cargas de Diseño .....	41
2.5. Marco Conceptual .....	43
2.6. Marco Legal .....	46
<b>CAPÍTULO III. ANÁLISIS Y DISEÑOS SISMO-RESISTENTE DE UN EDIFICIO APORTICADO DE HORMIGÓN ARMADO. ....</b>	<b>48</b>
3.1. Sistema Estructural .....	48
3.2. Cargas de Diseño.....	50
3.3. Diseño Elástico por el método DBF (diseño basado en fuerzas). .....	52
3.4. Construcción del espectro elástico de diseño. ....	53
3.4.1. Coeficientes de perfil de suelo FA, FD y FS. ....	53
3.5. Cálculo del cortante basal.....	54
3.5.1. Período de Vibración .....	54
3.5.2. Carga Sísmica Reactiva W.....	56
3.6. Análisis y diseño elástico en ETABS.....	58
3.6.1. Momento y carga axial en columnas y vigas de piso.....	59
3.6.2. Cuantía de acero longitudinal en columnas y vigas.....	59
3.6.3. Periodo de vibración de la estructura. ....	61
3.6.4. Determinación de coeficiente K. ....	62
3.6.5. Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales.....	62
3.6.6. Diagrama de Desplazamientos de Piso, Deriva de Pisos:.....	62
3.6.6.1. Diagrama de desplazamiento elástico de piso. ....	63
3.6.6.2. Diagrama deriva de piso elástica.....	64
3.7. Análisis y diseño elástico con factor de reducción de la respuesta elástica en ETABS. ....	65
3.7.1. Construcción del nuevo espectro elástico de diseño con factor de reducción .....	65
3.7.1.1. Definición del factor R.....	65
3.7.1.2. Parámetros para la construcción del espectro elástico de diseño con factor de reducción. ....	66
3.7.2. Periodo de vibración. ....	67
3.7.3. Cuantía de acero longitudinal en columnas y vigas.....	68

3.7.4. Cálculo Cortante basal con factor de reducción de las fuerzas sísmicas.....	70
3.7.4.1. Carga sísmica reactiva (W) .....	70
3.7.5. Diagrama de Desplazamientos de Piso, Deriva de Pisos:.....	71
3.7.6.1 Diagrama de desplazamiento inelástico de piso.....	72
3.7.6.2 Diagrama deriva de piso inelástica. ....	73
<b>CAPÍTULO IV. COMPARACIÓN DE RESULTADOS APLICANDO EL MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN FUERZAS (DBF).....</b>	<b>81</b>
4.1. Secciones y cuantías. ....	81
4.2. Desplazamientos y derivas. ....	82
4.3. Espectros de diseño.....	83
4.4. Presupuesto referencial .....	84
4.5. Tabulación de resultados obtenidos de acuerdo al análisis estático modal. ....	85
<b>CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>86</b>
<b>Bibliografía.....</b>	<b>89</b>

## ÍNDICE DE FIGURA

Figura 1. <b>El Cinturón Circum-Pacífico</b> .....	20
Figura 2. <b>El Cinturón Alpino-Cáucaso-Himalayo</b> .....	21
Figura 3. <b>Placas Tectónicas En Las Que Se Encuentra El Ecuador</b> .....	22
Figura 4. <b>Mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador</b> .....	25
Figura 5. <b>Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño</b> .....	29
Figura 6. <b>Configuraciones estructurales recomendadas</b> .....	33
Figura 7. <b>Configuraciones estructurales no recomendadas</b> .....	33
Figura 8. <b>Coeficiente de irregularidad en planta</b> .....	35
Figura 9. <b>Coeficiente de irregularidad en elevación</b> .....	36
Figura 10. <b>Teoría plástica pauta la deformación unitaria máxima a la rotura del hormigón</b> .....	38
Figura 11. <b>Diseño por esfuerzos permisibles o de trabajo</b> .....	40
Figura 12. <b>Edificación-vista en planta</b> .....	49
Figura 13. <b>Edificación – vista en elevación</b> .....	49
Figura 14. <b>Detalle de losa nervada</b> .....	50
Figura 15. <b>Diagrama Espectro Elástico de Diseño</b> .....	54
Figura 16. <b>Dimensiones de columnas y vigas de la estructura</b> .....	58
Figura 17. <b>Cuantía de acero longitudinal en columnas</b> .....	60
Figura 18. <b>Periodo de vibración de la estructura</b> .....	61
Figura 19. <b>Fuerzas sísmicas laterales de piso</b> .....	62
Figura 20. <b>Desplazamientos elástico máximo de piso</b> .....	63
Figura 21. <b>Deriva elástico máximo de piso</b> .....	64
Figura 24. <b>Espectro inelástico de diseño con factor de reducción</b> .....	67
Figura 25. <b>Periodo de vibración de la estructura</b> .....	67
Figura 22. <b>Dimensiones de columnas y vigas de la estructura</b> .....	68
Figura 23. <b>Cuantía de acero longitudinal en columnas y vigas</b> .....	69
Figura 26. <b>Desplazamientos inelástico máximo de piso</b> .....	72
Figura 27. <b>Deriva inelástica máximo de piso</b> .....	73
Figura 28. <b>Cortante de diseño para vigas</b> .....	78
Figura 29. <b>Diagrama de desplazamiento inelástico vs factor de reducción</b> .....	88

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1:</b> Escala de Mercalli y escala de Richter .....	23
<b>Tabla 2:</b> Valores de deriva inelástica máximos del modelo de estudio, expresados como fracción de la altura de piso. ....	24
<b>Tabla 3:</b> Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada. ....	26
<b>Tabla 4:</b> Clasificación de los perfiles de suelo. ....	26
<b>Tabla 5:</b> Tipo de suelo, factores de sitio $F_a$ . ....	27
<b>Tabla 6:</b> Tipo de suelo, factores de sitio $F_d$ . ....	27
<b>Tabla 7:</b> Tipo de suelo, factores de sitio $F_s$ . ....	28
<b>Tabla 8:</b> Categoría de edificio y coeficiente de importancia. ....	32
<b>Tabla 9:</b> Cargas reconocidas por el AISI .....	41
<b>Tabla 10:</b> Cargas muertas adicionales. ....	51
<b>Tabla 11:</b> Combinaciones de carga .....	52
<b>Tabla 12:</b> Secciones de vigas y columnas (DBF). ....	53
<b>Tabla 13:</b> Valores de coeficientes de perfil de suelo. ....	53
<b>Tabla 14:</b> Tipo de estructura .....	55
<b>Tabla 15:</b> Peso de los elementos estructurales de la edificación de 5 pisos. ..	57
<b>Tabla 16:</b> Valores de coeficiente K .....	57
<b>Tabla 17:</b> Distribución de cortante basal en cada piso .....	58
<b>Tabla 18:</b> Resumen de momentos y cargas axiales máximos de columnas en cada piso. ....	59
<b>Tabla 19:</b> Resumen de momentos y cargas axiales máximos de vigas en cada piso. ....	59
<b>Tabla 20:</b> Diseño de columnas .....	60
<b>Tabla 21:</b> Diseño de vigas .....	61
<b>Tabla 22:</b> Fuerzas sísmicas laterales de piso. ....	62
<b>Tabla 23:</b> Valores de $\Delta M$ máximos del modelo de estudio, expresados como fracción de la altura de piso. ....	63
<b>Tabla 24:</b> Desplazamientos elásticos máximos de cada piso. ....	63
<b>Tabla 25:</b> Deriva elástica máxima de piso. ....	64
<b>Tabla 28:</b> Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles. ....	66
<b>Tabla 29:</b> Parámetros utilizados para la construcción del espectro inelástico .	66
<b>Tabla 26:</b> Diseño de columnas .....	69

<b>Tabla 27:</b> Diseño de vigas .....	70
<b>Tabla 30:</b> Peso de los elementos estructurales de la edificación de 5 pisos. ..	70
<b>Tabla 31:</b> Valores de $\Delta M$ máximos del modelo de estudio, expresados como fracción de la altura de piso.....	71
<b>Tabla 32:</b> Desplazamientos inelásticos máximos de cada piso. ....	72
<b>Tabla 33:</b> Deriva inelástica máxima de piso.....	73
<b>Tabla 34:</b> Comparación en secciones de diseño de columnas y vigas en cada piso.....	81
<b>Tabla 35:</b> Comparación en cuantías de acero. ....	81
<b>Tabla 36:</b> Comparación en desplazamientos último de piso.....	82
<b>Tabla 37:</b> Comparación en deriva máxima inelástica de piso. ....	82
<b>Tabla 38:</b> Espectro de respuesta elástico e inelástico de Diseño .....	83
<b>Tabla 39:</b> Descripción de rubros, unidades, cantidades y precios .....	84
<b>Tabla 40:</b> Descripción de rubros, unidades, cantidades y precios .....	84
<b>Tabla 41:</b> Tabla de resultados obtenidos de acuerdo al análisis modal.....	85

## RESUMEN

Se presenta un estudio comparativo de dos diseños sismo-resistentes: diseño elástico versus diseño con factor de reducción de la respuesta elástica aplicados a un edificio tipo pórtico de hormigón armado de 5 pisos localizado en Guayaquil – Ecuador en una zona sísmica “alta” , en un suelo tipo E (suelo blando). La edificación es diseñada para satisfacer los lineamientos dados por la Norma Ecuatoriana de construcción 2015, cumpliendo con requisitos de capítulos de peligrosidad sísmica y diseño para estructuras de hormigón armado. Para evaluar el comportamiento estructural de ambos diseños se utiliza el método basado en fuerzas (DBF) que permite tener una estimación respuesta sísmica mediante combinaciones de fuerzas actuantes. Los resultados muestran diferencias de periodo de vibración( $T$ ), dimensiones de elementos estructurales, cuantía de acero de refuerzo, desplazamientos y derivas inelásticas; con la finalidad de establecer variables para la toma decisión en cuanto al factor de reducción ( $R$ ), diseño estructural y costo referencial.

**PALABRAS CLAVE:** Análisis, diseño basado en fuerzas, factor de reducción, respuesta sísmica, hormigón armado.

## ABSTRACT

A comparative study of two earthquake resistant designs is presented: elastic design versus design with a reduction factor of the elastic response applied to a 5-story reinforced concrete gantry building located in Guayaquil - Ecuador in a "high" seismic zone, in a floor type E (soft soil). The building is designed to meet the guidelines given by the Ecuadorian Construction Standard 2015, complying with the requirements of seismic hazard and design chapters for reinforced concrete structures. In order to evaluate the structural behavior of both designs, the force-based method (DBF) is used, which allows an estimate of seismic response through combinations of acting forces. The results show differences of period of vibration ( $T$ ), dimensions of structural elements, amount of reinforcing steel, displacements and inelastic drifts; with the purpose of establishing variables for the decision making regarding the reduction factor ( $R$ ), structural design and referential cost.

**Keywords:** Analysis, design based on forces, reduction factor, seismic response, reinforced concrete.

## **CAPÍTULO I. Problemática**

### **1.1 Antecedentes**

Los movimientos sísmicos son fenómenos naturales que no pueden ser evitados ni predecirse actualmente, sin embargo, se pueden preparar las construcciones para que no sufran daños adversos frente a un sismo o que, a su vez, dichos daños puedan ser controlados. Las edificaciones convencionales se han preparado para resistir las cargas producidas por la gravedad, pero al momento de ocurrir un terremoto, el edificio se mueve en dirección horizontal, movimiento que puede ocasionar daños a los elementos estructurales y no estructurales del edificio.

Se han elaborado normativas encaminadas a la protección de la vida humana, en las cuales el objetivo es lograr una combinación adecuada de la resistencia lateral con la ductilidad de la edificación, en casos de movimientos horizontales. La resistencia de los edificios frente a sismos se logra a través de la utilización de varias técnicas, como muros estructurales de hormigón armado o barras diagonales a la estructura del edificio (rigidizadores). Se busca un equilibrio entre la ductilidad y la resistencia lateral para evitar daños por deformaciones plásticas.

La resistencia en las edificaciones se incrementa añadiendo muros, barras diagonales o cartuchos, muretes laterales en pilares o reforzando los mismos con presillas de acero. Las vigas y columnas deben estar conectadas para que en un movimiento telúrico no sufran separaciones provocando pérdida de estabilidad, incapacidad de su función y destrucción. Esto en cuanto a edificios nuevos, porque en estructuras antiguas es diferente. La mayor parte del centro de la ciudad de Guayaquil está ocupada por construcciones mixtas (madera y hormigón armado) que por su vetustez es más rentable demolerlos que restaurarlos. Para el reforzamiento de edificios se puede utilizar también una

técnica llamada aislamiento de base que consiste en apoyar la estructura sobre elementos de neopreno reforzado u otro tipo de material.

Por otro lado, el problema se origina porque muchas familias construyen sin respetar las normativas establecidas por los organismos, los cuales son brindar seguridad y protección al ser humano, en otras oportunidades por ahorrarse dinero prefieren contratar mano de obra de personas no calificadas y el resultado que trae consigo son construcciones vulnerables ante cualquier fenómeno sísmico.

Los terremotos inducen en las estructuras fuerzas y desplazamientos. Si una estructura es capaz de resistir a los efectos sísmicos elásticamente, quiere decir que existe una relación lineal entre fuerza y desplazamiento inducido, que se ha dado por la rigidez elástica del sistema. Sin embargo, si una estructura deja de comportarse elásticamente, la relación fuerza – desplazamiento deja de ser lineal y comienza a depender de la rigidez inelástica.

El diseño tradicional de las edificaciones sismo-resistentes se basa en la fuerza, de tal manera el daño esperado de las estructuras puede controlarse utilizando factores de reducción de resistencia adecuadas (a mayor resistencia menor daño). La rigidez se asume de manera independiente a la resistencia proporcionada a la estructura y periodo de vibración que es estimado sin considerar la resistencia inicial del proceso del diseño. La acción sísmica se reduce aplicando factores de reducción de fuerza que varían en los diferentes códigos de países e implica que las estructuras del mismo tipo alcancen el mismo nivel de ductilidad y comportamiento elástico.

La presente investigación, se basa en la comparación de dos diseños propuestos ambos basados en fuerzas, sin embargo, el primer diseño establece un comportamiento elástico de la estructura con alta posibilidad que regrese a su estado natural del 90%; obteniendo desplazamientos mínimos y límites de derivas despreciables que garantiza su equilibrio y estabilidad.

El segundo diseño se enfoca en la reducción de fuerzas sísmicas ( $R$ ), el cual permite incursionar en el rango inelástico sin llegar a su colapso total de la

edificación. Se utiliza un diseño basado en fuerzas dado que la finalidad del estudio es controlar desplazamientos, derivas o daños que las edificaciones sufren frente a un terremoto, para lo cual se utiliza como objeto de estudio una estructura de hormigón armado de 5 pisos en la ciudad de Guayaquil, que estará inmerso en una simulación donde se somete al edificio a una carga sísmica.

## **1.2 Planteamiento del problema**

En la ciudad de Guayaquil se presentan algunas edificaciones con daños, producidos por los movimientos sísmicos ocurridos en períodos anteriores. Muchas de las estructuras en la ciudad no han sido construidas para resistir sismos o fuerzas horizontales, lo que ha provocado que algunos de esos edificios colapsen o lleguen a sufrir daños en elementos no estructurales como sus paredes.

Además las estructuras deben soportar sismos de mayor intensidad, ya que los terremotos o movimientos telúricos que ocurren volverán con características parecidas o con mayor magnitud, misma profundidad y ubicación después de un periodo que se le denomina periodo de retorno o recurrencia; por eso es necesario construir estructuras capaces de resistir fuerzas horizontales y verticales producidas durante un temblor (movimientos sísmicos de intensidad media), de modo que los acabados no sufran daños.

En la ciudad de Guayaquil en el año de 1999, la Dirección de Desarrollo Urbano y Cantonal el GAD Municipal, desarrollaron el proyecto RADIUS para la caracterización del suelo en los diversos sectores de la ciudad, que permitió identificar la vulnerabilidad sísmica en las zonas urbanas, disminuyendo el riesgo sísmico en las construcciones de la ciudad.

En esta ciudad, el tipo de estructura más utilizado para las edificaciones es el sistema aporticado, que tiene un proceso de construcción de fácil ensamblaje, empleando materiales como el hormigón armado por su valor monetario, disponibilidad, tiempo de vida y ductilidad.

La problemática de la presente investigación, se enfoca en la insuficiencia de estructuras sismo-resistente en la ciudad, la cual producen riesgos de pérdidas humanas frente a la presencia de fuerzas horizontales producto de un movimiento telúrico. Muchas personas no han considerado construir sus edificaciones sismo-resistente por falta de conocimiento y por el costo que estas representan; sin considerar que estas estructuras, a largo plazo representarían un costo inferior que un diseño sujeto a riesgos por movimientos sísmicos.

Para la evaluación sísmica y remodelación de las estructuras, se emplean varios métodos, sin embargo, una problemática observada, se encuentra en el modelado matemático, dada la complejidad del proceso de cálculo. Las teorías físicas que modelan el comportamiento estructural son complejas, por tanto la formulación matemática es complicada, ya que demanda alta capacidad de almacenamiento y procesamiento de información que conlleva a la necesidad de usar una herramienta computacional como ETABS. La demanda de la experticia del manejo del software seleccionado, obliga a agilizar el tiempo de respuesta del proceso de cálculo y reducción de errores en resultados obtenidos.

El tipo de suelo blando (predominante en Guayaquil), el dimensionamiento de columnas esbeltas o cortas y vigas chatas, así como el tipo de restricciones en la cimentación, producen la inestabilidad de la estructura, bajo la acción de cargas sísmicas. Por esta razón es importante el mejoramiento del tipo suelo que garantice la estabilidad de la estructura, el dimensionamiento de columnas y vigas peraltadas y los factores de seguridad de acuerdo al tipo de suelo, tipo de estructura; resistencia del material y dimensión de los elementos estructurales.

Ante la presencia de desplazamientos laterales, rotación y capacidad máxima de deformación, la sobrecarga en la estructura, incidencia de la intensidad sísmica, el deslizamiento del suelo, las fallas que pueden causar el colapso de la edificación o parte de ella, ocasionan pérdida material y humana. Por esta razón, se deben aplicar criterios sismo-resistentes en el diseño estructural que contribuyen a reducir desplazamientos laterales máximos, momentos de rotación y capacidad máxima de deformación teniendo en cuenta la intensidad sísmica y las sobrecargas en la estructura, controlando las derivas

plástica y elástica, ubicando rotulas plásticas para evaluar la capacidad de deformación de la estructura y poder cuantificar los posibles niveles de daños en la estructura.

### **1.2.1 Formulación del problema**

¿Se pueden prevenir daños estructurales en edificaciones ante la presencia de movimientos telúricos mediante la implementación de análisis estructurales diferentes?

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivo General**

Comparación de una estructura de hormigón armado apoticado sometida a cargas sísmicas mediante un análisis estático lineal y diseñada elásticamente frente a el análisis estático con factor de reducción de la respuesta elástico, con la finalidad de establecer diferencias en costo y diseño estructural (daño y derivas).

### **1.3.2 Objetivos Específicos**

- Usar el método elástico para el diseño de una estructura de hormigón armado.
- Diseñar una estructura de hormigón armado de acuerdo al método elástico y al factor de reducción de la respuesta elástica.
- Realizar una comparación entre los resultados obtenidos con ambos métodos desde los puntos de vista estructural y económico.

## **1.4 Justificación**

La presente investigación consiste en realizar una comparación entre los resultados obtenidos de la evaluación sísmica a una estructura de hormigón armado, considerando para ello dos métodos, el primero considera secciones robustas que permite obtener resultados efectivos, mientras que el segundo abarca la modificación entera del edificio, considerando la posibilidad de su reforzamiento total. La finalidad de este estudio es identificar el método de mayor factibilidad a largo plazo, considerando costo y resistencia de la infraestructura.

Este estudio consiste en analizar los desplazamientos máximos que producen riesgo estructural en una edificación de cinco pisos sometida a cargas sísmicas. Se establecerán restricciones sobre el tipo de estructura y sobre el tipo de cargas de acuerdo a las características del suelo, para de esta forma generar una comparación entre diseño de una estructura elástica y método elástico con factor de reducción de la respuesta elástica para obtener resultados, estableciendo diferencias en costo y diseño estructural.

Es importante resaltar que el tema seleccionado refuerza la línea de investigación relacionada con el estudio estructural sismo-resistente desarrollada por investigadores de la Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil de la Universidad de Especialidades Espíritu Santo (UEES). Por otra parte, esta investigación es pertinente ya que permite a los diseñadores estructurales tener información de referencia para el cálculo, análisis y evaluación del comportamiento estructural de una edificación en estado de carga.

La propuesta de remodelación estructural para edificaciones sismo-resistente, se justifica con la normativa ecuatoriana para la construcción (NEC), en su actualización de enero del 2015 para la construcción sismo-resistente de las edificaciones, señalando la obligatoriedad de su ejecución.

## **CAPÍTULO II. Marco teórico**

### **2.1. Antecedentes Bibliográficos**

En este trabajo de titulación se han analizado referentes bibliográficos del factor de reducción de las fuerzas sísmicas, con el cual se pasa del espectro elástico al espectro inelástico, estas referencias que se han considerado son contextos problemáticos y a su vez de soluciones, estos han sido tomados de los repositorios de Universidades de la ciudad, para lo cual el estudio permite identificar las problemáticas que asemejen el escenario planteado. Es así que se han descrito los siguientes referenciales:

Para López & Ayala (2013), señalan en su tema de investigación "Método de diseño sísmico basado en desplazamientos para marcos de concreto reforzado", publicado por la Revista de Ingeniería Sísmica- Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Distrito Federal, México.

El enfoque de diseño sísmico basado en fuerzas, consiste en diseñar las estructuras con los elementos mecánicos obtenidos de un análisis lineal utilizando fuerzas derivadas de espectros de diseño elásticos afectados por factores de reducción que consideran, entre otros aspectos, el comportamiento inelástico de las estructuras, intrínseco a la aceptación de daño en ciertos elementos estructurales durante sismos intensos. Si bien estos métodos incluyen al final del procedimiento una revisión indirecta de desplazamientos o distorsiones de entrepiso, índices de desempeño que se utilizan comúnmente, no son capaces de garantizar el desempeño estructural de manera eficiente (pág. 92).

Es decir que la tendencia actual de la ingeniería sísmica reside en estimar de modo más sensato e incluso intervenir efectivamente el comportamiento de las construcciones ante los diferentes niveles de intensidad sísmica a las que consiguiera estar sujeta, a través del control directo de los factores o parámetros que intervienen en la respuesta estructural.

Toscano (2015), establece en su investigación "Vulnerabilidad sísmica y propuestas de reforzamiento de estructuras de hormigón armado en Guayaquil"

publicado por la Universidad de Especialidades Espíritu Santo, Samborondón-Ecuador.

Las estructuras deben cumplir con ciertas exigencias básicas tales como el equilibrio y estabilidad, que se refiere a las condiciones de la estructura relacionada con los movimientos, estos deberán ser nulos o mínimos para que la estructura se mantenga en buenas condiciones; la resistencia, referida a la capacidad que poseen las estructuras para soportar las diferentes cargas a las que sea sometida sin llegar a la falla (pág. 33).

Asimismo, se señala que hay que tener en cuenta falla por inadecuada resistencia al cortante de los entrepisos originado por la escasez de elementos como columnas y muros, las estructuras deben poseer la capacidad de resistir las cargas sísmicas de tal modo que su deformación siempre se localice dentro de los parámetros admitidos según los códigos.

## **2.2. Fundamentación Teórica**

### **2.2.1. Zonificación sísmica del globo terráqueo**

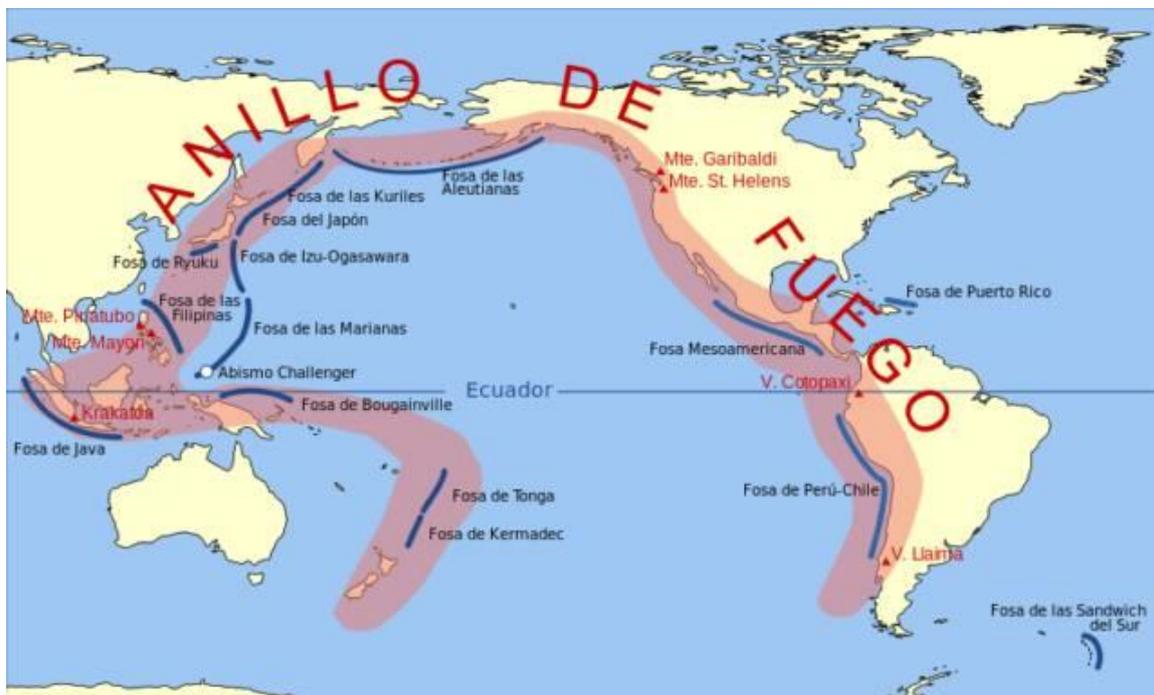
Los movimientos sísmicos se definen como la vibración del suelo provocada por una repentina liberación de energía de deformación acumulada en la corteza terrestre y el manto superior de la tierra, cabe mencionar que no todas las regiones del globo terráqueo están sujetas a sismos ya que los epicentros se localizan a lo largo de cinturones activos, donde se libera el 95% de la energía producida por los movimientos telúricos. Entre los cinturones activos en el globo terráqueo encontramos:

- **El cinturón circumpacífico:**

El Cinturón Circumpacífico ubica una zona de gran actividad sísmica, también llamada Anillo de Fuego del Pacífico, donde se registran un 80% de los sismos terrestres y ocurren numerosos fenómenos de vulcanismo.

Situado en el norte del Océano Pacífico, cubre una extensión de 40.000 kilómetros y presenta forma de herradura. Está asociado con una serie casi continua de trincheras oceánicas, arcos volcánicos, cinturones de volcanes y movimientos de placas tectónicas. Rodea el océano pacífico desde el extremo oeste de América del sur, bordeando América central y América norte, con ramificaciones en las Antillas, la famosa falla de San Andrés forma parte de este cinturón, rodea Alaska, pasa por Japón, Taiwan y Filipinas, descendiendo por las islas Aleutianas hasta Nueva Zelanda incluye también la cadena de volcanes conocida como el “Círculo de Fuego” (Park, 2018).

Figura 1. El Cinturón Circum-Pacífico



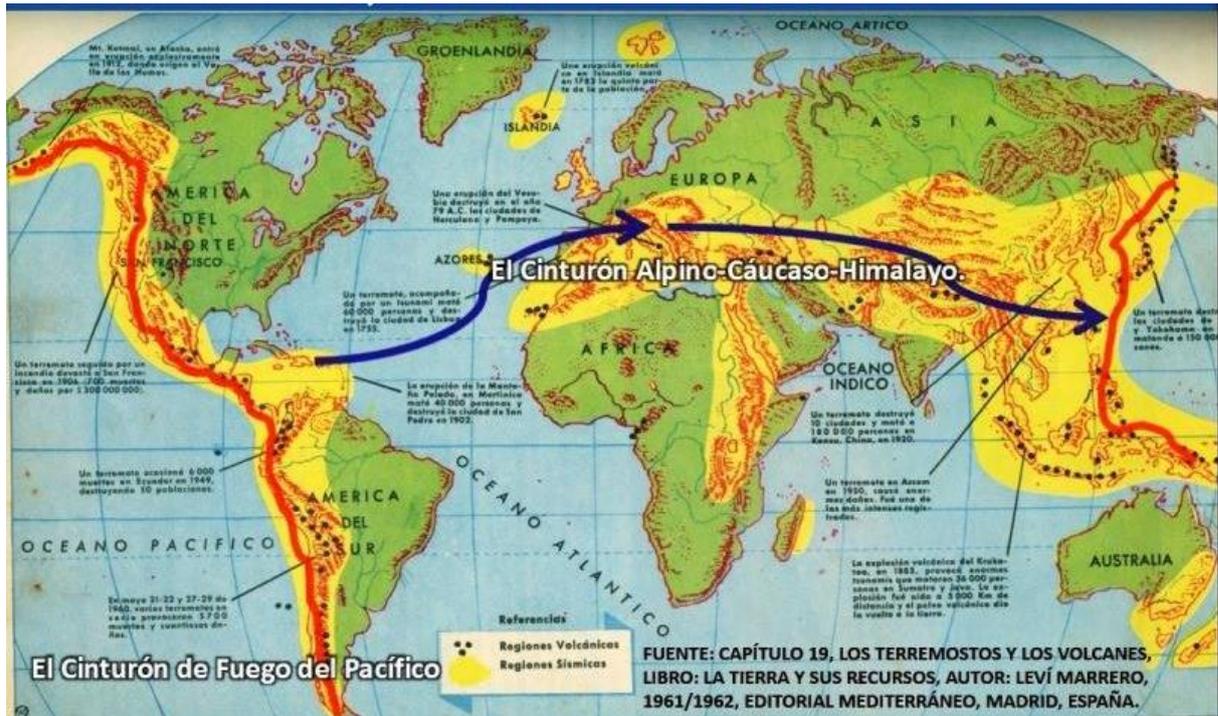
Fuente: (Park, 2018)

- **El cinturón Alpino:**

El cinturón Alpino que comienza en Las Azores atraviesa Europa en dirección oeste-este pasa por España, Italia, Grecia, Turkia llega al norte de la India y gira hacia el sur de Burma y Sumatra para unirse al cinturón circumpacífico en Nueva Ginebra. En este se presentan aproximadamente el 15% de los terremotos y también se le conoce por Cinturón Euro-Asiático.

El cinturón es el resultado del cierre Mesozoico-Cenozoico reciente del océano Tethys y el proceso de colisión entre las placas africanas, árabes e indias que se mueven hacia el norte con la placa de Eurasiática. Después del Cinturón de Fuego del Pacífico es la segunda región más sísmica del mundo con un 17% de los terremotos más grandes del mundo. (Enciclopedismo, 2016)

Figura 2. El Cinturón Alpino-Cáucaso-Himalayo

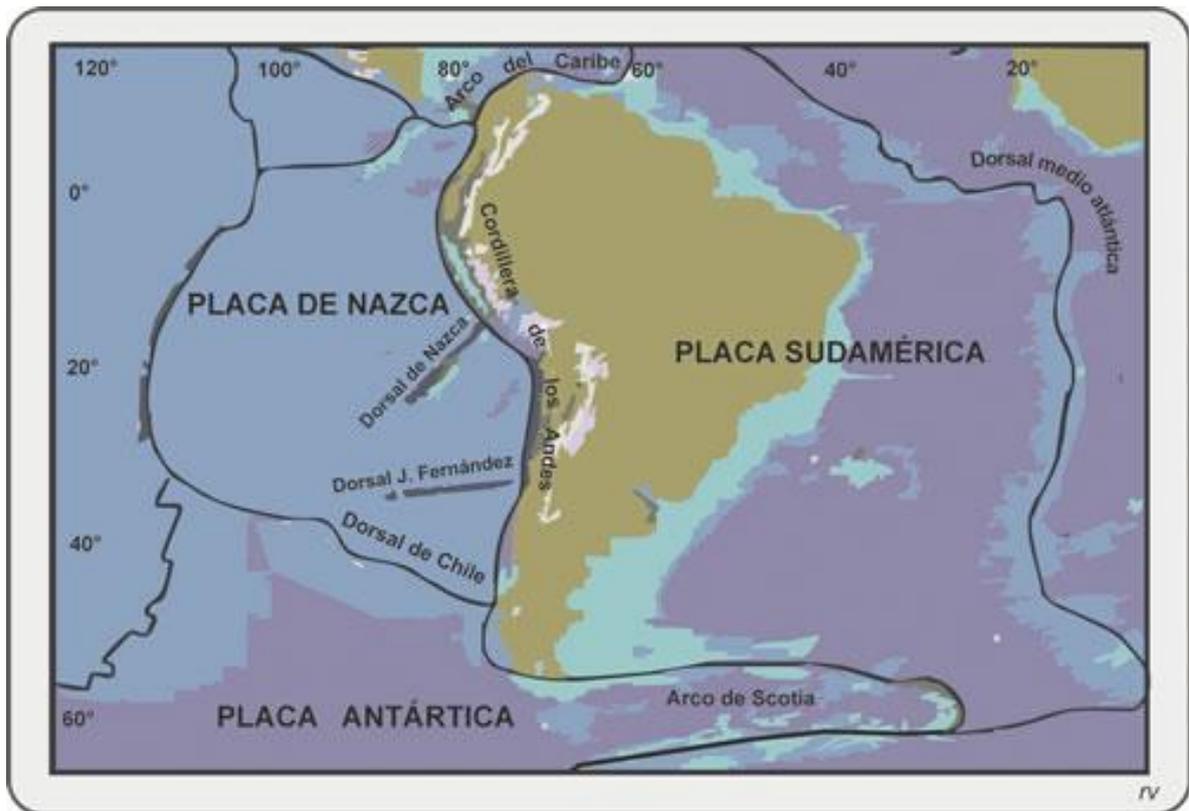


Fuente: (Marrero, 1962)

- **Placas tectónicas en las que se encuentra Ecuador**

Ecuador es un país con gran riesgo sísmico debido a la subducción de la “Placa de Nazca y la Sudamericana”, cada placa es una porción de la litosfera terrestre que se mueve de forma independiente, el límite de cada placa suele llevar asociados procesos de sismicidad y vulcanismo, cabe destacar que Ecuador está situado en el cinturón circumpacífico.

Figura 3. Placas Tectónicas En Las Que Se Encuentra El Ecuador



Fuente: (Tirán, 2016)

### Sismicidad en el Ecuador

En los últimos 475 años se registraron movimientos telúricos cuyo impacto fue notorio en su tiempo, entre los informes según el catálogo sísmico del Ecuador se destacan los siguiente terremotos: El terremoto de abril de 1.541 con una magnitud de 7, el 16 de agosto de 1.868 de magnitud 7.7, el 23 de junio de 1.925 se registra otro gran terremoto cuya magnitud se estima en 6.8 y una profundidad de 180Km, el terremoto con magnitud 8.8 ocurrió el 31 de enero de 1906; el 14 de mayo de 1942 y el 19 de enero de 1958 con magnitud estimada 7.8, el ocurrido el 5 de marzo de 1987 con magnitud 6.9 y el 16 de abril del 2016 magnitud 7.8 (Catálogo Sísmico Del Ecuador, 2018).

Los sismos en Ecuador se producen como resultado del desplazamiento entre dos placas tectónicas: la placa de Nazca (placa oceánica) se sumerge bajo la Sudamericana (placa continental). Este proceso hace que se generen tensiones en el terreno que provoca ruptura o fallas por lo que se conoce este movimiento como proceso de subducción.

## Intensidad y magnitud de los sismos

La intensidad de un sismo permite apreciar sus efectos en función de las manifestaciones experimentadas y los daños provocados, depende de la distancia a la que se halla el epicentro del lugar donde se estiman los efectos.

Según la autor/a Fratelly (2010) expone que la escala micro sísmica internacional de intensidad se basa: “En la detallada descripción de los resultados comúnmente observados de los efectos que los movimientos del suelo producen en las construcciones y naturaleza, así como la opinión de la gente en ausencia de todo registro experimental” (p.12). La escala de Mercalli creada por el sismólogo italiano Giuseppe Mercalli mide la intensidad de un temblor con gradaciones entre I y XII.

Por otro lado, para medir la energía liberada en el foco de un sismo “magnitud” se registra mediante sismógrafos a partir del movimiento del suelo. Con la escala de Richter nombrada así por su correspondencia del sismólogo estadounidense Charles Francis Richter (Fratelly, 2010, p.13).

**Tabla 1:** Escala de Mercalli y escala de Richter

Escala de Mercalli		Escala de Richter	
I.	Casi nadie lo ha sentido	2.5	En general no sentido, pero registrado en los sismógrafos.
II.	Muy pocas personas lo han sentido		
III.	Temblor notado por mucha gente, sin embargo, no suele darse cuenta de que es un terremoto.	3.5	Sentido por mucha gente
IV.	Se ha notado en el interior de los edificios por mucha gente. Parece un camión que ha golpeado el edificio.		
V.	Sentido por casi todos; mucha gente se despierta. Pueden verse árboles y postes oscilando.		
VI.	Sentido por todos; mucha gente corre fuera de los edificios. Los muebles se mueven, pueden producirse pequeños daños.	4.5	Pueden producirse algunos daños locales pequeños
VII.	Todo el mundo corre fuera de los edificios. Las estructuras mal construidas quedan muy dañadas; pequeños daños en el resto.		
VIII.	Las construcciones especialmente diseñadas dañadas ligeramente, las otras se derrumban	6.0	Terremoto destructivo
IX.	Todos los edificios muy dañados, desplazamiento de muchos cimientos. Grietas apreciables en el suelo.		
X.	Muchas construcciones destruidas. Suelo muy agrietado.	7.0	Terremoto importante.
XI.	Derrumbe de casi todas las construcciones. Puentes destruidos. Grietas muy amplias en el suelo.	8.0	Grandes terremotos
XII.	Destrucción total. Se ven ondulaciones sobre la superficie del suelo, los objetos se mueven y voltean		

Fuente: (Green, 2011)

## Requisitos generales de diseño sismo-resistente

Si bien es cierto existe la posibilidad de diseñar estructuras que no sufran daño alguno, más aún ante la presencia de terremotos más severos, este tipo de diseño estructural sismo-resistente no es usual, ya que representa un exagerado costo en la ejecución de la obra civil teniendo y como resultado secciones robustas de elementos estructurales.

Por lo tanto, se establece tres requisitos generales principales:

1. Seguridad de vida de los habitantes ante un sismo severo:

Los elementos estructurales en el caso de columnas y viga serán diseñadas por factores de compresión, tracción, cortante y de rotación según sea su sección de acuerdo a la normativa capítulo de estructura de hormigón armado; especialmente verificando límites por capacidad.

2. Limitación de daños – deformaciones: Ante la presencia de fuerzas determinadas por esta norma, la estructura presentará desplazamiento último y deriva máxima de piso, inferiores a las admisibles.

$$\Delta M < \Delta M \text{ máxima}$$

Dónde:  $\Delta M$  Deriva de piso máxima horizontal inelástico

**La deriva máxima de piso** no excederá los límites permisibles establecidos según la siguiente tabla y se expresará como porcentaje de la altura de piso:

**Tabla 2:** Valores de deriva inelástica máximos del modelo de estudio, expresados como fracción de la altura de piso.

Estructuras de:	$\Delta M$ máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

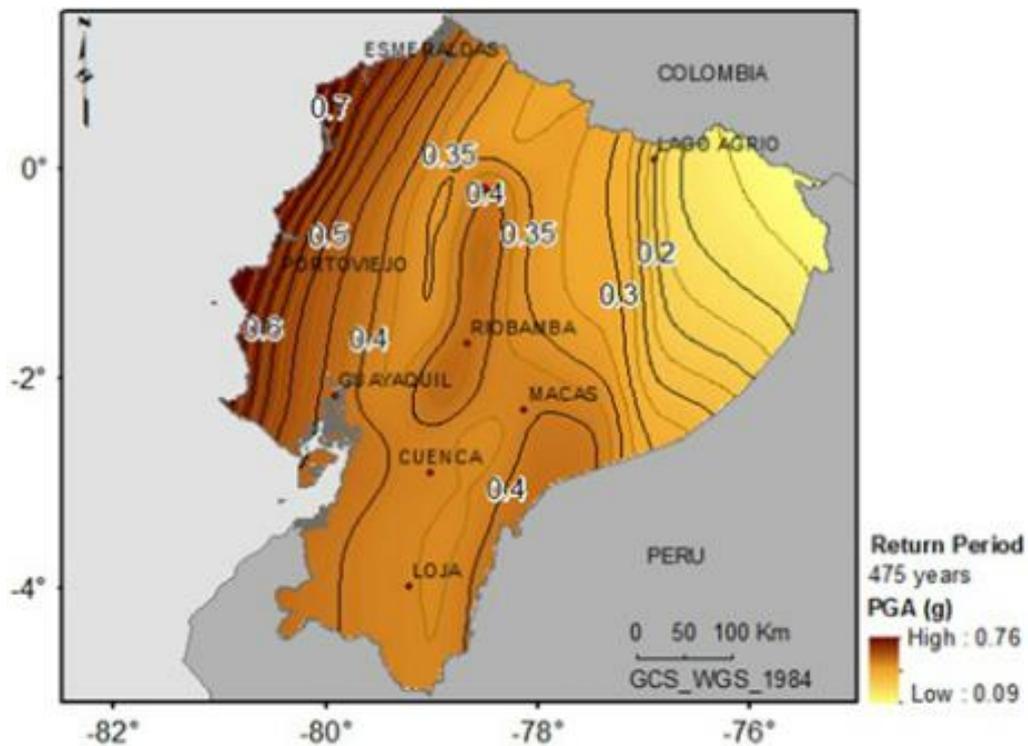
3. Ductilidad: a Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad (verificar deformaciones plásticas) o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

- En las NEC-SE-DS y NEC-SE-CG se determinan los efectos.
- En las NEC-SE-HA, NEC-SE-MP y NEC-SE-AC se determinan las resistencias y deformaciones.

### 2.2.2. Zonificación sísmica de Ecuador

El riesgo sísmico de cada región permite establecer espectros de diseño, para ello se debe tener información de la sismicidad y la geología de la región, de la actividad de las fallas y cualquier otro dato de la historia sísmica reciente. Cada zona sísmica tiene asignado un valor máximo de aceleración, asociado a un valor prefijado de excedencia de los movimientos telúricos.

Figura 4. Mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador



Fuente: (Politécnica, 2016)

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años).

**Tabla 3:** Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	≥0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

- **Geología local**

Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales son:

**Tabla 4:** Clasificación de los perfiles de suelo.

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

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

### 2.2.3. Coeficiente de perfil de suelo Fa, Fd, y Fs

- **Coeficiente de ampliación de suelo, en zonas de corto periodo (Fa)**

La NEC 15, señala que “los valores del coeficiente Fa que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio” (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015).

**Tabla 5:** Tipo de suelo, factores de sitio Fa.

Tipo de perfil del sub suelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	<b>0.15</b>	<b>0.25</b>	<b>0.30</b>	<b>0.35</b>	<b>0.40</b>	<b>≥0.5</b>
<b>A</b>	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
<b>B</b>	1	1	1	1	1	1
<b>C</b>	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
<b>D</b>	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
<b>E</b>	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

- **Coeficiente de ampliación de suelo, en zonas de corto periodo (Fd).**

La NEC 15, señala que “los valores del coeficiente Fd que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio” (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015).

**Tabla 6:** Tipo de suelo, factores de sitio Fd.

Tipo de perfil del sub suelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	<b>0.15</b>	<b>0.25</b>	<b>0.30</b>	<b>0.35</b>	<b>0.40</b>	<b>≥0.5</b>
<b>A</b>	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
<b>B</b>	1	1	1	1	1	1
<b>C</b>	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
<b>D</b>	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
<b>E</b>	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

- **Comportamiento no lineal de los suelos (Fs).**

La NEC 15 señala que “los valores del coeficiente  $F_s$ , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos” (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015).

**Tabla 7:** Tipo de suelo, factores de sitio  $F_s$

Tipo de perfil del sub suelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	<b>0.15</b>	<b>0.25</b>	<b>0.30</b>	<b>0.35</b>	<b>0.40</b>	<b>≥0.5</b>
<b>A</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>B</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>C</b>	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
<b>D</b>	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
<b>E</b>	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

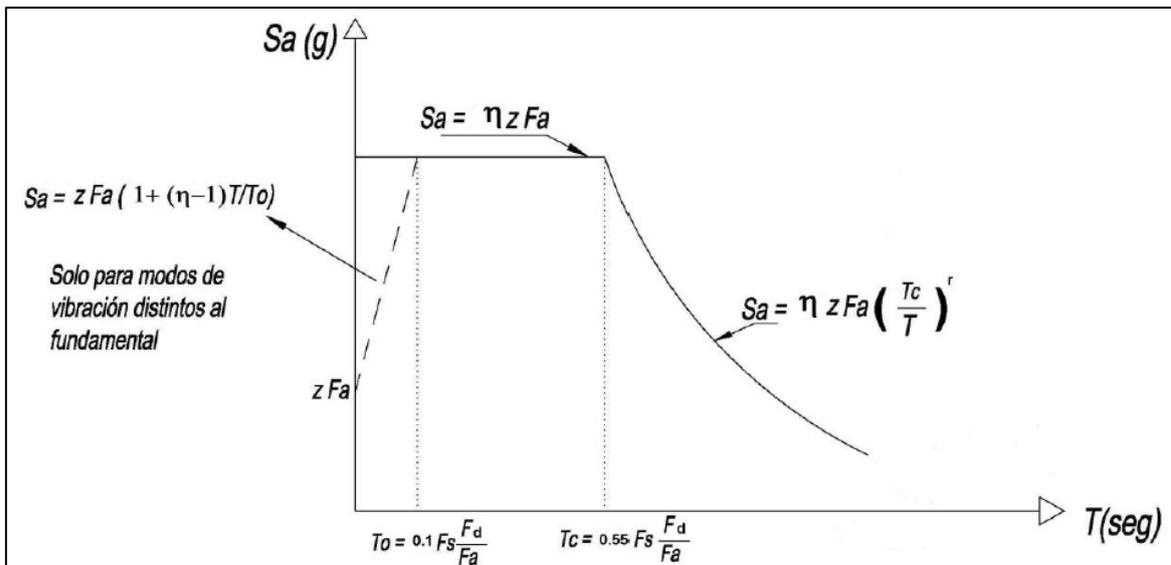
#### 2.2.4. Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño

- **Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones**

Para el nivel del sismo de diseño se construye el espectro elástico de aceleraciones  $S_a$ , que será expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, se proporciona en la Figura 5, consistente con:

- Z; zona sísmica (V)
- Tipo de suelo (tipo E)
- Coeficientes de amplificación en función al tipo de suelo y de acuerdo a la sección 2.2.3

Figura 5. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.



Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

#### Dónde:

$\eta$	Razón entre la aceleración espectral $S_a$ ( $T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
$F_a$	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
$F_d$	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
$F_s$	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.
$S_a$	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.
$T$	Período fundamental de vibración de la estructura.
$T_0$	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
$T_c$	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
$Z$	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g.

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural  $T$  pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

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

Dónde:

- $\eta$  Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.1$  s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
- $r$  Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.
- $r = 1$  para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.
- $r = 1.5$  para tipo de suelo E.
- $S_a$  Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ ). Depende del período o modo de vibración de la estructura.
- $T$  Período fundamental de vibración de la estructura.
- $T_c$  Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- $Z$  Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ .

Con valores de aceleraciones espectrales proporcionados por la NEC-15 sección 3.1.2 curvas de peligro sísmico; se define valores de la relación amplificación espectral  $\eta$  ( $S_a/Z$ , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

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

Los límites para el período de vibración TC y TL (éste último a ser utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos se obtienen de las siguientes expresiones:

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

$$T_c = 2.4 F_d$$

Dónde:

$F_a$  Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

$F_d$  Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

$F_s$  Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

$T_L$  Es el período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos.

$T_c$  Es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

### 2.2.5. Categoría de edificio y coeficiente de importancia

La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la siguiente tabla y se adoptara el correspondiente factor de importancia I.

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores danos durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

**Tabla 8:** Categoría de edificio y coeficiente de importancia.

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 sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. 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

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

## **2.2.6. Regularidad/configuración estructural**

### **2.2.6.1 Configuración estructural**

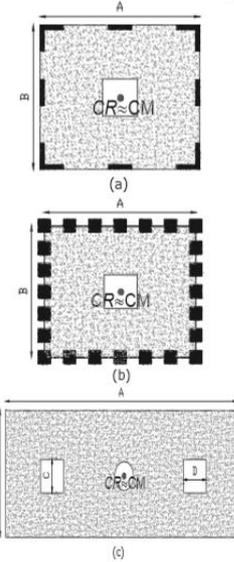
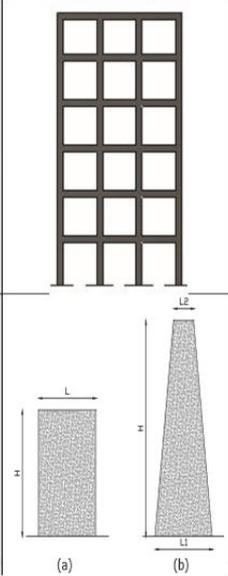
#### **a. Configuraciones a privilegiar**

Para conseguir un adecuado desempeño sísmico hay que procurar que la configuración de la estructura sea simple y regular, tal como lo muestra la figura 6 en configuraciones estructurales recomendadas.

#### **b. Configuraciones más complejas.**

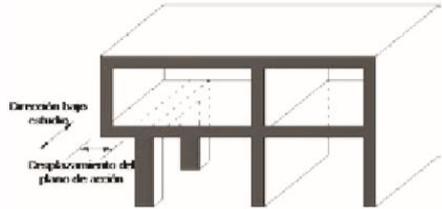
No se recomienda configuraciones estructurales como lo muestra la figura 7, ya que provoca cambios de rigidez y resistencia con el fin de impedir acumulación en ciertos componentes del sistema.

Figura 6. Configuraciones estructurales recomendadas.

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

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

Figura 7. Configuraciones estructurales no recomendadas.

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p><b>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</b> 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><b>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</b> 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><b>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia.</b> 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 corte del piso para la dirección considerada).</p>	
<p><b>Columna corta</b> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>	

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

### **2.2.6.2 Regularidad en planta y elevación**

Una estructura se considera como regular en planta y en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad descritas en la figura 6 y 7.

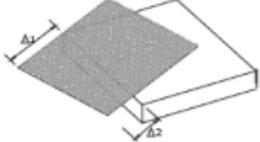
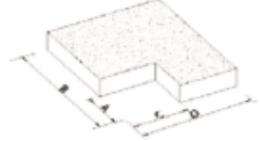
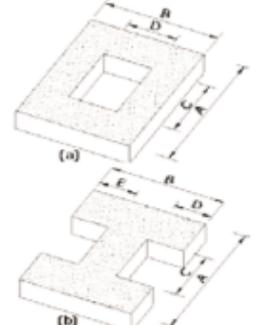
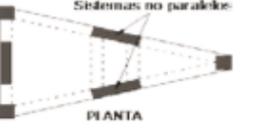
### **5.2.3. Irregularidades y coeficientes de configuración estructural**

La NEC-15 penaliza las irregularidades según la figura 8 y 9, ya que tendrán un comportamiento estructural deficiente ante la presencia de movimiento telúricos.

La figura 8 y 9 describe según la normativa “las tipologías de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación. Junto a la descripción se caracteriza la severidad (acumulativa o no) de tales irregularidades” (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015).

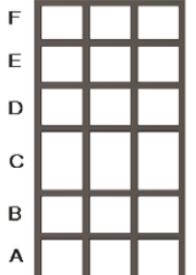
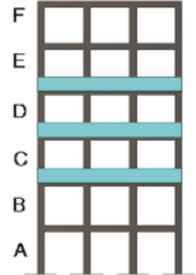
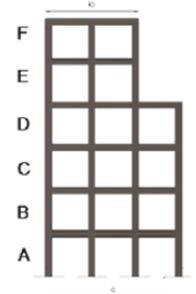
Cabe recalcar que las irregularidades tanto en planta como elevación, incrementan el valor de cortante basal; dándole mayor resistencia a la estructura, pero no evita la deficiencia en el comportamiento sísmico del sistema. Por eso se recomienda obviar la presencia de las irregularidades.

Figura 8. Coeficiente de irregularidad en planta.

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

**Fuente:** (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

Figura 9. Coeficiente de irregularidad en elevación.

<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_{EI}=0.9</math>                      Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_o</math>  <math>Rigidez &lt; 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math></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><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_{EI}=0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> ó  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></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><b>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_{EI}=0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math></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>	

**Fuente:** (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

## 2.3. Diseño basado en fuerzas DBF

Es un método tradicional de diseño sismo-resistente en la mayoría de los códigos y obligatorio según la NEC-15, ya que ante la presencia de fuerzas sísmicas laterales actuantes tendrá que resistir la estructura.

### 2.3.1. Objetivos principales del DBF

- Siguiendo la filosofía de diseño: Ante la presencia de un sismo de diseño para un periodo de 475 años, con probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, hace permitido comprobar el nivel de seguridad de salvaguardas la vida de los habitantes mediante un diseño estructural sismo-resistente.

- El sismo de diseño se determina a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico.
- Determinar las fuerzas estáticas laterales sísmicas equivalentes de diseño.
- RDBF: verificar que los efectos del sismo en los elementos verifiquen  $E \leq R_d$  resistencia de cálculo del elemento. (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

### 2.3.2. Método de diseño basado en fuerzas DBF

El método basado en fuerzas se puede resumir de la siguiente manera:

- Pre dimensionamiento y estimación del periodo elástico de la estructura aplicando análisis de las cargas sísmicas.
- Definición de la acción sísmica

Obtenido por medio del espectro de respuesta elástico de aceleraciones, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad.

- Evaluación de la masa y rigidez de la estructura.
- Calculo de periodo fundamental de la estructura.
- Calculo de cortante basal.

El valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser:

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

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$ , consiste en: El factor de zona sísmica  $Z$ , el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura, y la consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$  (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015).

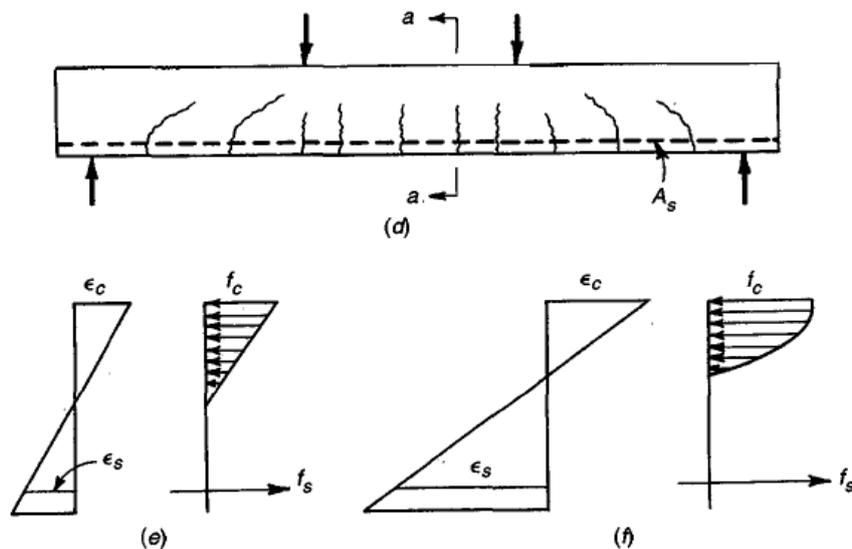
- Definición de fuerzas sísmicas: distribuida a la altura es decir; aplicada a cada piso.
- Distribución de las fuerzas sísmicas en los diferentes elementos de la estructura.
- Calculo de fuerzas cortantes y momentos.
- Diseño por capacidad de los elementos estructurales.

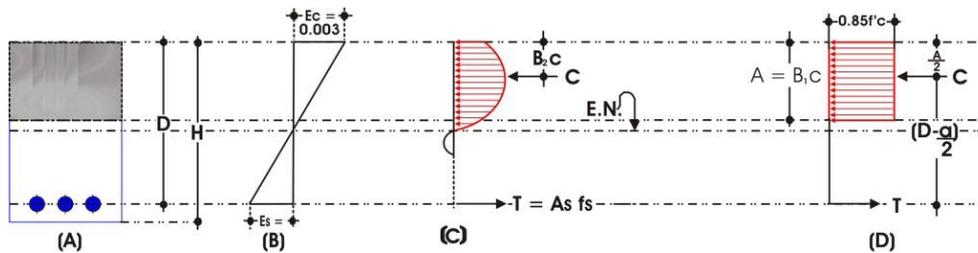
## 2.4. Teoría de métodos de diseño en Hormigón Armado

### 2.4.1. Método de diseño plástico

El diseño según la teoría plástica se conoce como diseño a la rotura, debido a que la característica más significativa de este diseño es que se establece que el hormigón se halla en estado plástico en el punto de rotura. Debido a esto el concreto no trabaja a tensión y es el acero el que absorbe en todos los casos toda la tensión. Esta teoría pauta la deformación unitaria máxima a la rotura del hormigón como 0.003, con una curva de esfuerzo irregular la cual se traduce a un bloque de esfuerzo rectangular con un área equivalente.

Figura 10. Teoría plástica pauta la deformación unitaria máxima a la rotura del hormigón





Fuente: <https://civilgeeks.com>,2011

### 2.4.2. Método de diseño elástico o Allowable Stress Design (ASD).

El método elástico o Allowable Stress Design (ASD) está caracterizado por el uso de carga de trabajo de valores nominales o códigos, no factorizados con adopción simultánea de un coeficiente o factor único de seguridad aplicando la resistencia nominal.

Este método lleva en uso alrededor de 100 años, por lo que de esta manera se puede señalar, que en un principio las estructuras se diseñaron utilizando esfuerzos permisibles, que delimitaban el esfuerzo normal o tangencial de una pieza o una fracción del esfuerzo de fluencia del material, razón por la cual se le designa comúnmente diseño elástico o diseño por esfuerzos permisibles o de trabajo. Y su aplicación data de casi un siglo en los Estados Unidos de América y en México.

Los elementos que trabajan dentro del rango elástico, han sido diseñados por el método ASD ya que se fundamenta en someter con una serie de cargas combinadas a dichos elementos que, de manera matemática se puede representar con la siguiente expresión:

$$R_a \leq \frac{R_n}{\Omega}$$

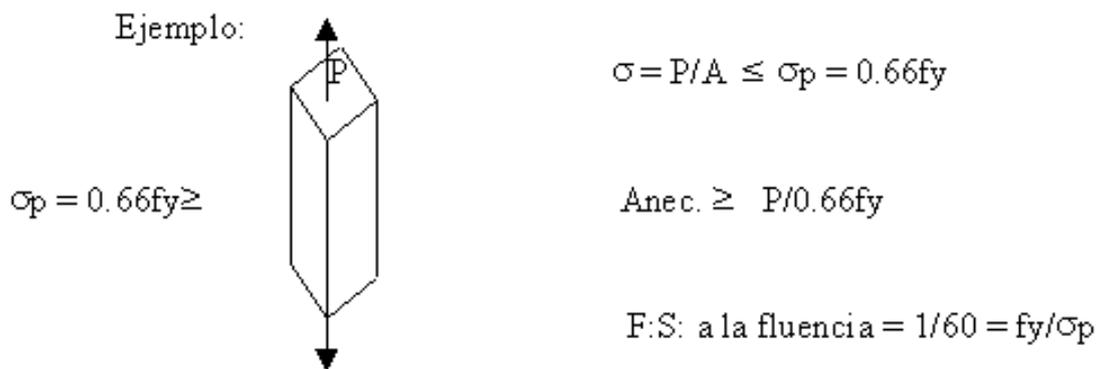
En donde:

Ra: Es la resistencia requerida establecida a través del análisis de una serie de combinaciones de carga. Las combinaciones de cargas son propuestas por las especificaciones AISC en el método ASD.

Rn: Es el esfuerzo nominal de los materiales, los cuales son normalizados y planteados por los proveedores y/o justificados en base a diferentes pruebas de materiales.

$\Omega$ : Es el factor de seguridad el cual hace que los materiales trabajen dentro de sus estados límites. Estos factores de seguridad son estandarizados por el AISC, los cuales poseen diferentes valores obedeciendo la acción interna al que esté sometido el elemento (Trogia, 2006).

Figura 11. Diseño por esfuerzos permisibles o de trabajo.



Fuente: construaprende.com, 2016

Es decir que los esfuerzos permisibles se instauran en las especificaciones de diseño de acuerdo con el tipo de elemento estructural, tipo de acero y solicitaciones que se elaboran en la estructura. En general, los esfuerzos permisibles se consiguen dividiendo los esfuerzos de falla del material y tipo de sollicitación entre un factor de seguridad. Asimismo los esfuerzos permisibles son una fracción del esfuerzo proporcionados del límite inferior de fluencia o del esfuerzo mínimo especificado del rompimiento en tensión,  $F_u$ , del acero utilizado en el diseño de la estructura o del esfuerzo crítico de un elemento.

El objetivo del factor de seguridad es el de compensar por las incertidumbres inherentes en los valores de las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales, en la precisión de los modelos teóricos que describen la resistencia nominal, así como en la estimación de valores y distribución de las cargas aplicadas. Los valores de los factores de seguridad para las numerosas resistencias solicitadas se hallan prescritos en las

especificaciones de diseño. La experiencia dicta que el uso de dichos factores de seguridad resulta en diseños satisfactorios. Asimismo, el ASD considera un solo factor de seguridad por resistencia requerida. (Quispe, 2015)

### 2.4.3. Cargas de Diseño

Las cargas nominales de diseño habitualmente se detallan en los códigos de diseño vigentes en la localidad donde se efectuará la edificación de la estructura. En la ausencia de dichos códigos, la Sección A4.1 del AISI 1996 estipula el uso de las cargas dadas por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles o ASCE (por sus siglas del inglés: “American Society of Civil Engineers”) en el documento “Cargas Mínimas de Diseño para Edificios y Otras Estructuras”. Los siguientes símbolos y definiciones describen las cargas reconocidas por el AISI:

**Tabla 9:** Cargas reconocidas por el AISI

<b>D</b>	Carga muerta, que consiste en: (a) el peso propio del elemento. (b) el peso de todo el material de construcción incorporado al edificio, el cual es soportado por el elemento, incluyendo muros fijos. (c) el peso de equipo permanente.
<b>E</b>	Carga Sísmica
<b>F</b>	Cargas debidas a fluidos con presiones y alturas máximas bien definidas
<b>L</b>	Cargas vivas debidas al uso deseado del edificio, incluyendo las cargas debidas a objetos movibles, muros movibles y las cargas temporales a las que estará sujeta la estructura durante su mantenimiento. L puede incluir cualquier reducción permitida por la especificación de diseño. Si la resistencia al impacto debe considerarse en el diseño, tal efecto deberá incluirse en la carga viva.
<b>Lr</b>	Carga viva de azotea o cubierta.
<b>S</b>	Carga debido a acumulación de nieve.
<b>Rr</b>	Carga debida a lluvia, excepto la debida al estancamiento de agua en cubiertas.
<b>H</b>	Cargas debidas al empuje lateral de tierra y del agua incluida en la tierra.
<b>P</b>	Cargas, fuerzas y efectos debidos al estancamiento de agua.
<b>T</b>	Fuerzas y efectos debidos a cambios volumétricos producidos por gradientes de temperatura, cambios de humedad, flujo plástico de elementos constitutivos, asentamientos diferenciales de cimentaciones, u combinaciones de éstas.
<b>W</b>	Cargas de viento.

**Fuente** tomada de American Society of Civil Engineers, 1996

## Combinaciones de Carga

En la ausencia de un código de diseño aplicable, o si el código no incluyera combinaciones de carga compatibles con ASD, la Sección A5.1.2 del AISI 1996 detalla que la estructura y sus elementos sean delineados de tal modo que su resistencia permisible de diseño sea mayor o igual que el efecto de las cargas nominales para las siguientes combinaciones de carga. (AISI, 1996)

1.  $D$
2.  $D + L + (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr)$
3.  $D + (W \text{ o } E)$
4.  $D + L + (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr) + (W \text{ o } E)$

En donde el AISI permite solo la consideración de una de las cargas de techo,  $Lr$ ,  $S$  o  $Rr$ , la que sea más crítica, al combinarse con la carga gravitacional ( $D + L$ ). Así también, el AISI no admite la consideración simultánea de la carga sísmica  $E$  y de viento  $W$  en las composiciones de carga estipuladas. Estas restricciones tienden a impedir diseños innecesariamente conservadores ocasionados por cargas cuyos efectos combinados poseen una probabilidad ruin de ocurrir.

Asimismo, los códigos de diseño aplicables contienen cargas sísmicas o de viento en sus combinaciones de carga estipuladas, la Sección A5.1.3 accede que las fuerzas resultantes sean multiplicadas por un factor de reducción de 0.75. Conjuntamente, cuando el modelo de carga sísmica determinado por el código de construcción vigente está basado en criterios de estados límites, la carga sísmica resultante  $E$  se podrá reducir por un factor de 0.67. La Sección A5.1.3 no permite la aplicación de estos factores de reducción cuando se evalúen diafragmas de acuerdo a lo estipulado en la Sección D5 de la especificación. (AISI , steel.org, s.f)

## **2.5. Marco Conceptual**

Es significativo conocer la terminología y los conceptos de ellas, ya que en la Ingeniería Civil, se hace uso de un lenguaje muy técnico, de esta manera se procede al desarrollo del marco conceptual de esta investigación tales como:

**Acero:** Material manejado para refuerzo de elementos estructurales por su comportamiento elástico-dúctil, compuesto por una aleación de elementos, dentro de los cuales se enfatiza en mayor proporción el hierro y el carbono.

**Columnas:** se refiere a elementos verticales que transmiten las cargas verticales a la cimentación.

**Cimentaciones:** Elementos que se encargan de transmitir al suelo las cargas producidas en la superestructura.

**Hormigón:** Material combinado por una mezcla de grava, arena, cemento y agua en proporciones adecuadas que alcanza grandes resistencias en especial a la compresión.

**Hormigón armado:** tipo de material constructivo que está formado por el hormigón simple más reforzamientos de varillas de acero, este material es manejado principalmente en elementos de la estructura de edificaciones.

**Sismos:** es el movimiento que se genera en el suelo principalmente por el choque de placas tectónicas.

### **Acciones o cargas en las estructuras**

Son las acciones o cargas propias de la edificación, como son el peso propio de la estructura, sus cerramientos interiores y exteriores, instalaciones y las acciones del terreno sobre el cual está construida la edificación construida y sus características como el hormigón o el acero en una estructura metálica. Y se establecen en:

Clasificación de las acciones según su origen:

- a) Gravitacionales
- b) Viento
- c) Sísmicas

- d) Naturales
- e) Por deformaciones impuestas (Guzman , 2016)

### **Cargas gravitacionales**

Cada elemento resistente conserva peso propio, al igual que los elementos constructivos no estructurales como cerramientos, instalaciones, revestimientos, etc., que fijan las cargas verticales. Asimismo, intervienen las cargas gravitacionales como es la acción de la nieve, por recolección de la misma sobre la cubierta de un edificio. Es por ello cada país reglamentos para la estimación de las cargas que radican en una recopilación de antecedentes, investigaciones y ensayos apropiados, estos suministran los valores que corresponden a los pesos determinados de los diferentes materiales que permiten alcanzar los pesos propios de los distintos elementos.

### **Cargas de viento**

La carga de viento o movimiento de masa de aire actúa sobre una edificación cuando la misma se halla intercalada en su desplazamiento. Es decir que la cara de la construcción está expuesta al viento recibirá una presión de la masa de aire, y las caras opuestas succión. Es por ello que en la mayoría de los casos, y dependiendo de la rigidez de la cimentación, esta acción se puede convertir en estática equivalente para simplificar los cálculos. De no ser posible, el efecto dinámico sobre la estructura lo contempla la Recomendación - Acción dinámica del viento sobre las Construcciones.

### **Carga de acción sísmica**

La acción sísmica o aceleración es generada por los desplazamientos del suelo, aplicada a la masa del edificio, se transforma en una carga equivalente sobre la construcción. En donde las ondas de energía que se generan en el foco, llegan a la superficie (epicentro) y se propagan al terreno adyacente. A estos se les denomina sismo a todo temblor o sacudida de la tierra que tiene iniciación a cierta profundidad de la superficie. Cuando el sacudimiento es muy fuerte y ocasiona daños, se lo llama terremoto, y si no lo ocasionara es un temblor.

## **Cargas Naturales**

Las cargas Naturales, son aquellas que ejercen los líquidos sobre las paredes y el fondo del recipiente que los contenga. También una construcción por debajo de la capa freática recibe un empuje ascendente conocido como (principio de Arquímedes). Así como las paredes de un sótano, como muros de contención de suelo, reciben un empuje activo cuya variación en altura depende del paramento del muro, de la sustentación del mismo y del tipo de suelo dicho empuje se denomina pasivo como el que producen los apoyos de un arco si no se los conectan ambos mediante un tensor.

## **Cargas por deformaciones impuestas**

Estas cargas se caracterizan por deformaciones sobre la estructura impuestas sobre ella, como son el descenso local de una base, que varía en la sustentación estimada teniendo un comportamiento rígido de terreno de fundación.

Así como las deformaciones excesivas de las vigas o losas del entrepiso establecen cargas que provocan acciones a considerar. En este tipo de carga se localizan los fenómenos reológicos de los materiales de construcción, como la contracción por fragüe del hormigón, la relajación del acero de una viga pretensada, la variación de propiedades mecánicas de la madera según el tenor de humedad, entre otros (Guzman , 2016).

## **2.6. Marco Legal**

### **Constitución de la República del Ecuador 2008**

En la sección sexta de la Constitución de la República del Ecuador (2008), artículo 30, se hace referencia al tema de Hábitat y vivienda y menciona lo siguiente:

“Art. 30.- Las personas tienen derecho a un hábitat seguro y saludable y a una vivienda adecuada y digna, con independencia de su situación social y económica (Asamblea Nacional , 2008)”.

### **Norma Ecuatoriana de la Construcción “NEC”**

La Norma Ecuatoriana de la Construcción “NEC”, promovida por la Subsecretaría de Hábitat y Asentamientos Humanos del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), tiene como objetivo principal la actualización del Código Ecuatoriano de la Construcción (2001), con la finalidad de regular los procesos que permitan cumplir con las exigencias básicas de seguridad y calidad en todo tipo de edificaciones como consecuencia de las características del proyecto, la construcción, el uso y el mantenimiento; especificando parámetros, objetivos y procedimientos con base a los siguientes criterios:

- (i) establecer parámetros mínimos de seguridad y salud;
- (ii) mejorar los mecanismos de control y mantenimiento;
- (iii) definir principios de diseño y montaje con niveles mínimos de calidad;
- (iv) reducir el consumo energético y mejorar la eficiencia energética;
- (v) abogar por el cumplimiento de los principios básicos de habitabilidad;
- (vi) fijar responsabilidades, obligaciones y derechos de los actores involucrados.

El 19 de agosto de 2014, el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, en el Acuerdo Ministerial 0028 por el cual se oficializan los primeros capítulos contemplados para la NEC, relacionados con la seguridad estructural de las Edificaciones.

NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas) se contempla los factores de cargas no sísmicas que deben considerarse para el cálculo estructural de las

edificaciones: cargas permanentes, cargas variables, cargas accidentales y combinaciones de cargas.

NEC-SE-DS: Cargas Sísmicas: Diseño Sismo-Resistente contiene los requerimientos técnicos y las metodologías que deben ser aplicadas para el diseño sismo-resistente de las edificaciones, estableciéndose como un conjunto de especificaciones básicas y mínimas, adecuadas para el cálculo y el dimensionamientos de las estructuras que se encuentran sujetas a los efectos de sismos en algún momento de su vida útil (MIDUVI, 2014).

## **CAPÍTULO III. ANÁLISIS Y DISEÑOS SISMO-RESISTENTE DE UN EDIFICIO A PORTICADO DE HORMIGÓN ARMADO.**

En este capítulo se desarrollará el análisis y diseño sismo-resistente de una estructura tipo pórtico sometida a factores de reducción diferentes de la respuesta elástica, que tendrá el uso de oficinas aplicando el método basado en fuerzas y que se compararán en el capítulo 4 con la finalidad de obtener conclusiones.

Para analizar y diseñar la estructura sometida a cargas sísmicas se utiliza el módulo de elementos finitos en la herramienta computacional ETABS, con el propósito de evaluar esfuerzos, desplazamientos y derivas.

En el modelado de la estructura se asocian parámetros establecidos por la Norma Ecuatoriana de Construcción - 2015 “Peligrosidad sísmica” y el ACI 318-08 “Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary”, como tipo de suelo, ocupación, configuración estructural, confinamiento, acero de refuerzo mínimo, separación de estribos; que tiene como objetivo definir comportamientos estructurales óptimos.

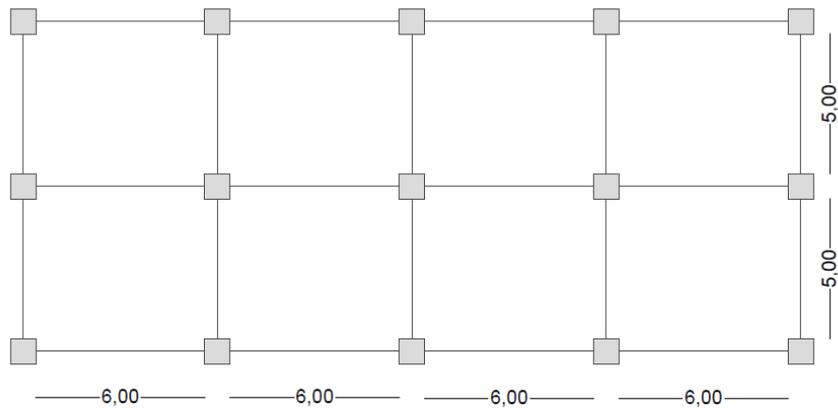
### **3.1. Sistema Estructural**

#### **Características de la edificación**

Para realizar el análisis de las cargas sísmicas y medir la resistencia de la estructura de hormigón armado sometida a dos pruebas diferentes, se consideró tomar como modelo una estructura de 5 pisos, para lo cual se diseña una edificación con una altura de 19.20m ubicado en el suelo perfil tipo “E” en la ciudad de Guayaquil, perteneciente a la provincia del Guayas. La estructura estará compuesta a base de hormigón armado sin contar con muros ni rigidizadores.

La figura 12 presenta una representación gráfica bidimensional del proyecto, desde un punto de vista aéreo (vista en planta).

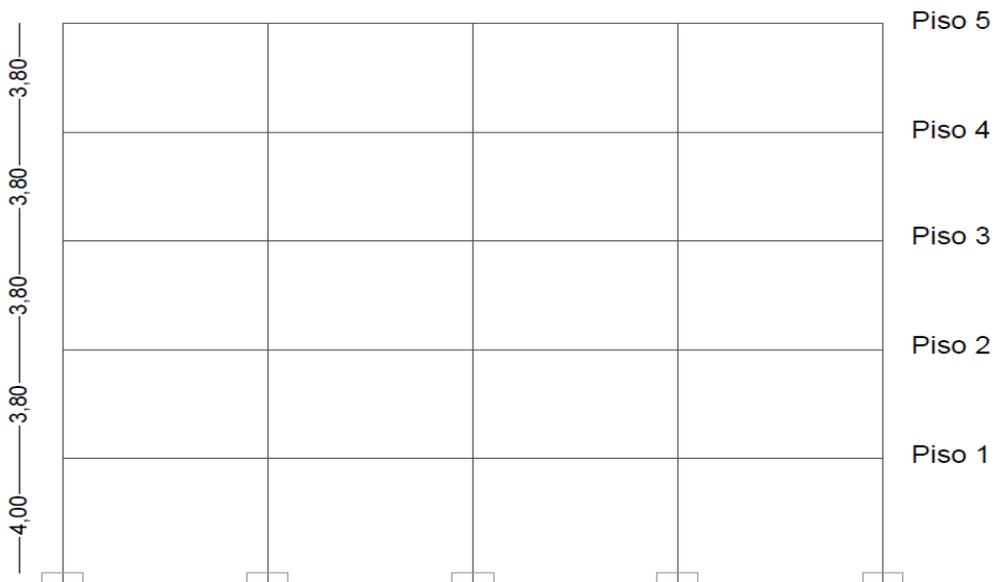
Figura 12. Edificación-vista en planta



Fuente: Mosquera, 2018

La vista frontal o principal del edificio presenta una estructura conformada por 5 pisos, con una altura total de 19.20 m distribuida para la planta baja una altura de 4 y las consecutivas de 3.80 m, tal como lo muestra la figura 13 (vista en elevación), que representa la proyección vertical del edificio en un sistema diédrico.

Figura 13. Edificación – vista en elevación



Fuente: Mosquera, 2018

## **Coefficientes de Configuración Estructural.**

La altura de entrepiso es variable solo en planta baja y la configuración vertical de este sistema aperticado es constante en todos los niveles. Por lo tanto, el factor de irregularidad en elevación  $\phi_e = 1$ . Cuando el centro de masa es equivalente al centro de rigidez, la configuración en planta es ideal en el sistema estructural adoptado. Por lo tanto, el factor de irregularidad en planta  $\phi_p = 1$ .

La estructura indicada se evaluará mediante parámetros de un análisis sísmico estático, siguiendo los lineamientos establecidos por la norma NEC-SE-DS 2015 (Normas Ecuatorianas de la Construcción - diseños sismo resistentes), se comenzará definiendo materiales y cargas que nos ayudarán en el modelamiento de la estructura:

### **MATERIALES.**

#### **Hormigón:**

- Resistencia nominal a los 28 días del hormigón a la compresión ( $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ ).

#### **Acero de refuerzo:**

- Varilla corrugada de diferentes diámetros (ASTM-A615).
- Límite de fluencia ( $F'Y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ).

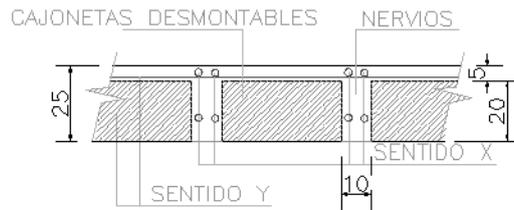
### **3.2. Cargas de Diseño**

#### **• Cargas muertas (DS)**

- Peso propio de los elementos estructurales (vigas y columnas), estos elementos se calcularán en el programa en función de su sección transversal, dimensiones y propiedades de los materiales

Para el cálculo de la carga muerta adicional se considera una losa nervada en una sola dirección y se utilizará cajonetas desmontables con la finalidad de aliviar el peso de la losa.

Figura 14. **Detalle de losa nervada.**



Fuente: Mosquera, 2018

Cargas muertas adicionales se describen en la siguiente tabla 10.

Tabla 10: Cargas muertas adicionales.

S.C. MUERTA	<i>Kg/m<sup>2</sup></i>
P.P. Losa	200
Paredes (densidad alta)	200
Revestimiento pisos	60
Tumbado	10
Inst. varios	20
<b>TOTAL</b>	<b>490</b>

Fuente: Mosquera, 2018

- **Cargas vivas (L)**

La estructura analizada está destinada para uso de oficinas, se consideran pesos de personas, equipos, muebles, mercadería o accesorios. Dependiendo de la ocupación la NEC-15 determina:

- Oficinas para el piso 1 al 4 .....250  $\frac{Kg}{m^2}$
- Con excepción del piso 5 (terraza inaccesible) .....150  $\frac{Kg}{m^2}$

- **Cargas sísmicas (Ex)**

Se definirán las cargas sísmicas siguiendo los parámetros por el método basado en fuerzas de acuerdo con la NEC-15, utilizando el espectro sísmico elástico de aceleraciones. Además, los elementos estructurales deberán de tener la capacidad de soportar los esfuerzos laterales producidos por la sollicitación telúrica; de tal manera que los desplazamientos y deformación se encuentre dentro de los límites permisibles aceptados según los códigos.

Las estructuras deben tener la capacidad de soportar las cargas sísmicas de tal manera que su deformación siempre se encuentre dentro de los parámetros aceptados según los códigos.

Las magnitudes de las cargas sísmicas en una estructura dependen de la velocidad y tipo de aceleraciones del suelo, así como rigidez y la masa de la estructura.

Por lo tanto, las estructuras deben diseñarse para resistir los movimientos sísmicos tomando en consideración la relación de sitio y las zonas donde existan fallas activas, la respuesta sísmica del suelo en el sitio y las características de la respuesta dinámica de toda la estructura.

Para el análisis sísmico la CEP INEN 5 P1 establece factores que se describen a continuación.

### **Combinaciones de carga**

Se utilizaron las combinaciones de carga especificadas en la NEC-15, que se encuentran detalladas en la tabla 11.

**Tabla 11:** *Combinaciones de carga*

<b>COMBO 1</b>	<b>1.4D</b>
<b>COMBO 2</b>	1.2D + 1.6L
<b>COMBO 3</b>	1.2 + 0.5L + E
<b>COMBO 4</b>	1.2 + 0.5L - E
<b>COMBO 5</b>	0.9D + E
<b>COMBO 6</b>	0.9D - E

**Fuente:** Mosquera, 2018

### **3.3. Diseño Elástico por el método DBF (diseño basado en fuerzas).**

#### **Definición de secciones para el Diseño elástico.**

Una vez cuantificadas las cargas asignadas por cada piso ha sido preciso determinar secciones de columnas y vigas a través de un proceso iterativo en la cual se revisaron y se ajustaron de acuerdo a la resistencia requerida.

Los principales elementos estructurales del edificio cuentan con las siguientes dimensiones:

**Tabla 12:** Secciones de vigas y columnas (DBF).

Piso #	Vigas		Columna	
	b(m)	h(m)	b(m)	a(m)
5	0.50	0.70	0.70	0.70
4	0.50	0.70	0.70	0.70
3	0.50	0.70	0.70	0.70
2	0.50	0.70	0.80	0.80
1	0.50	0.70	0.90	0.90

Fuente: Mosquera, 2018

### 3.4. Construcción del espectro elástico de diseño.

#### 3.4.1. Coeficientes de perfil de suelo FA, FD y FS.

Según la NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-SE-DS (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015), vigente para el diseño sismo-resistente de todo tipo de estructuras que estén sujetas a los efectos de terremotos. Guayaquil está ubicada de acuerdo al mapa de peligrosidad sísmica en una zona sísmica caracterizada por amenaza sísmica “alta”.

La NEC 15, señala valores de coeficientes de perfiles de suelos en función de los efectos de sitio y el mapa de zonificación sísmica en la siguiente tabla:

**Tabla 13:** Valores de coeficientes de perfil de suelo

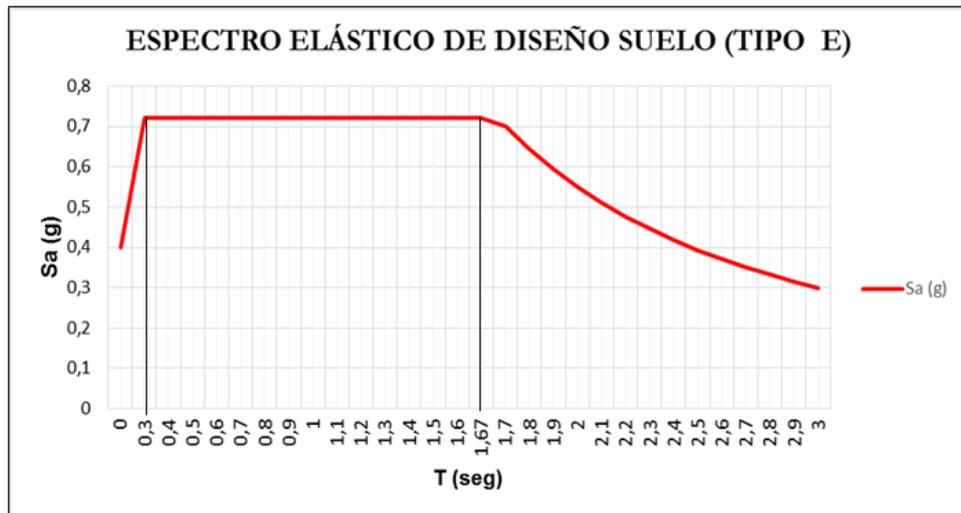
Coeficientes de perfil de suelo	Zona sísmica V – Factor Z = 0.40g
<b>Fa</b>	1.00
<b>Fd</b>	1.60
<b>Fs</b>	1.90

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

Basados en la tabla previamente mencionada según la norma vigente para el diseño sismo-resistente de todo tipo de estructuras, se obtiene información esencial para el desarrollo de la investigación, para lo cual se

analizan los coeficientes y factores de sitio. Para analizar el espectro elástico del diseño, se utiliza el Software ETABS, donde se ingresan los valores de los coeficientes de suelo de tipo E, obteniendo:

Figura 15. Diagrama Espectro Elástico de Diseño



Fuente: Mosquera, 2018

Una vez conocido las secciones, materiales y tipo de suelo donde se implantará la edificación, considerando los factores de sitio de la tabla 13 y parámetros según sección 3.2.2 de la NEC-15, se pudo definir el espectro elástico del diseño que servirá para la identificación del periodo ( $T$ ), aceleración ( $Sa$ ) y respuesta elástica del edificio y con ello el coeficiente ( $K$ ) en función con el periodo de vibración de la estructura.

### 3.5. Cálculo del cortante basal

#### 3.5.1. Período de Vibración

Tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo de oscilación.

Los edificios ante la presencia de cargas sísmicas poseen formas de vibrar y oscilar de un lado a otro, la cual pueden afectar de mayor a menor medida; aunque la oscilación en la base es menor que en el último piso, en el

caso de un edificio. En el momento del sismo esta agitación de la estructura se ve aumentando.

Se utiliza el espectro de la figura 7, que tiene un valor en la meseta 0.72g. Primero se calcula el periodo por la siguiente formula sugerida en el NEC-15:

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

Dónde:

$C_t$  Coeficiente que depende del tipo de edificio.

$h_n$  Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

$T$  Período de vibración.

Para:

**Tabla 14:** Tipo de estructura

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.</b>	0.055	0.9

**Fuente:** (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

Cabe aclarar que el valor del periodo de vibración adquirido, permite el cálculo de las fuerzas sísmicas de diseño que serán aplicadas sobre la estructura adoptada; siendo el valor de T una estimación inicial razonable a utilizar en este método de diseño basado en fuerzas.

Por lo tanto, el periodo de la estructura es aproximadamente:

$$T = 0.055 * 19.20^{0.9} = 0.78 \text{ seg}$$

Por lo consiguiente el valor de  $S_a$  a utilizarse para el cálculo del cortante basal es:

$$S_a = \eta Z F a ; 1.8 * 0.40 * 1.00 = 0.72g$$

Donde:

$\eta$  : 1.8 Provincias de la costa (excepto Esmeraldas).

$r$  : 1.5 para tipo de suelo E

### **Cortante Basal de Diseño:**

Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la NEC-15 (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015).

El cortante basal total de diseño  $V$ , a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

$$(3.3) \quad V = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E}$$

Dónde:

$S_a (T_a)$	Espectro de diseño en aceleración
$\phi_P$ y $\phi_E$	Coeficientes de configuración en planta y elevación.
$I$	Coeficiente de importancia
$R$	Factor de reducción de resistencia sísmica
$V$	Cortante basal total de diseño
$W$	Carga sísmica reactiva.
$T_a$	Período de vibración;

### **3.5.2. Carga Sísmica Reactiva $W$ .**

La carga sísmica ( $W$ ), representa la carga reactiva por sismo. Se asume que el tipo de losa de la edificación será nervada en una dirección, donde a fin

de alivianar la edificación se utilizan cajonetas removibles de plástico, con un espesor de 25 cm.

**Tabla 15:** *Peso de los elementos estructurales de la edificación de 5 pisos.*

ELEMENTO	SECCIÓN(CM)	PESO (TON)
<b>Columna</b>	90x90	116,77
<b>Columna</b>	80x80	87,65
<b>Columna</b>	70x70	201,33
<b>Viga</b>	50x70	442,69
<b>Losa</b>	25	233,51
<b>TOTAL</b>		<b>1081,95</b>

**Fuente:** Mosquera, 2018

Teniendo como resultado del cortante basal:

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_P * \phi_E} W = \frac{1,00 * 0,72}{1 * 1 * 1} W = 0,72 x W = 0,72 * 1081,95 = 779,004 \text{ Ton}$$

Para distribuir el cortante basal como fuerzas en cada piso, el NEC-15 establece la siguiente fórmula:

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

Donde k es un coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T = 0.78 segundos, que se determina de la siguiente manera:

Determinación de k:

**Tabla 16:** *Valores de coeficiente K*

Valores de T(s)	k
<b>≤ 0.5</b>	1
<b>0.5 &lt; T ≤ 2.5</b>	0.75 + 0.50 T
<b>&gt; 2.5</b>	2

**Fuente:** (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

Entonces:

$$k = 0.75 + 0.50 (0.78) = 1.14$$

Por lo tanto, la distribución del cortante basal de diseño en cada piso se detalla de la siguiente manera:

**Tabla 17:** Distribución de cortante basal en cada piso

N	hi	hi <sup>k</sup>	Wi	Wi*hi <sup>k</sup>	Wi*hi <sup>k</sup> /SumWi*hi <sup>k</sup>	Fx
1	4	5	249,41	1211,33	0,07	54,39
2	7,8	10	222,14	2310,01	0,13	103,71
3	11,6	16	203,46	3326,30	0,19	149,34
4	15,4	23	203,46	4594,65	0,26	206,29
5	19,2	29	203,46	5908,03	0,34	265,26
		83,22	1081,93	17350,32	1,00	<b>778,99</b>

Fuente: Mosquera, 2018

### 3.6. Análisis y diseño elástico en ETABS.

Para realizar el análisis y diseño estructural del edificio de hormigón armado con todas las características mencionadas en la sección 3.1, se desarrolló bajo el módulo de elementos finitos en el software ETABS, asignando materiales (inc. propiedades), condiciones de apoyo, solicitaciones de carga, secciones de vigas y columnas al pórtico de acuerdo al proceso iterativo en la tabla 3.3. A continuación se representa en la figura 16 dimensiones de columnas y vigas:

Figura 16. Dimensiones de columnas y vigas de la estructura



Fuente: Mosquera, 2018

En el análisis estructural del edificio se obtuvieron los siguientes resultados que serán considerados para el diseño de columnas:

- momento máximo,
- cargas axiales máximos,
- cuantía de acero longitudinal y transversal.

### 3.6.1. Momento y carga axial en columnas y vigas de piso.

**Tabla 18:** Resumen de momentos y cargas axiales máximos de columnas en cada piso.

No. Pisos	Sección (cm)	P (Tonf)	Mu (Tonf – m)
5	70x70	4,82	23,12
4	70x70	18,48	44,38
3	70x70	47,40	57,47
2	80x80	100,08	36,23
1	90x90	105,99	201,50

Fuente: Mosquera, 2018

**Tabla 19:** Resumen de momentos y cargas axiales máximos de vigas en cada piso.

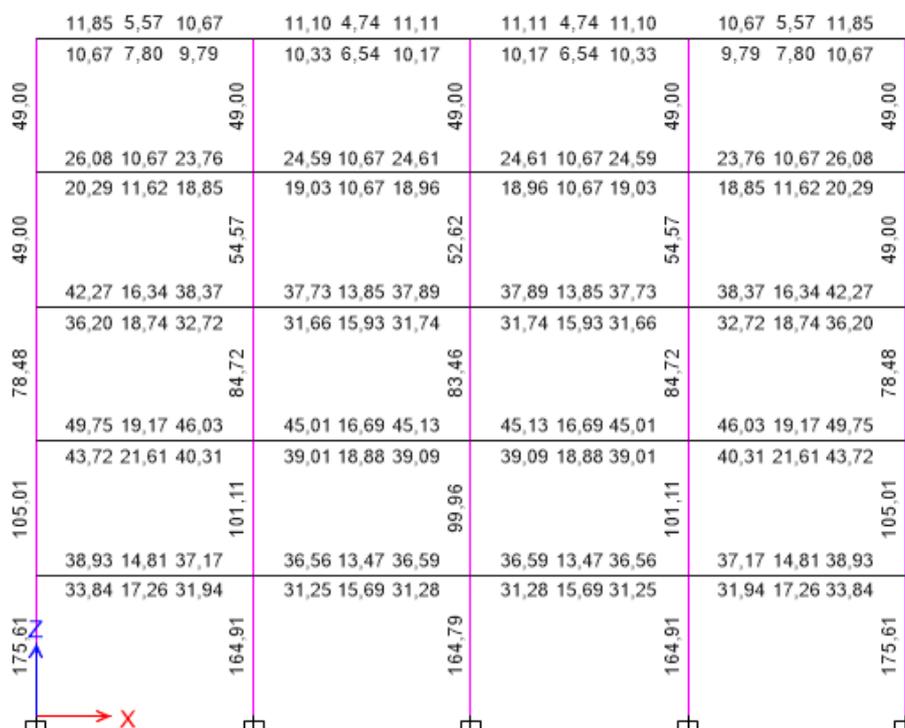
No. Pisos	Sección (cm)	Mu (Tonf – m)
5	50x70	20,71
4	50x70	46,56
3	50x70	79,18
2	50x70	93,20
1	50x70	74,54

Fuente: Mosquera, 2018

### 3.6.2. Cuantía de acero longitudinal en columnas y vigas.

A continuación, en la figura 17 se detalla la cuantía de acero longitudinal necesaria en columnas y vigas de acuerdo a las secciones especificadas en la figura 17.

Figura 17. Cuantía de acero longitudinal en columnas



Fuente: Mosquera, 2018

De acuerdo a los resultados de momento, carga axial y cuantías de acero longitudinal en la siguiente tabla se detalla el diseño de columnas:

Tabla 20: Diseño de columnas

#Piso	b(cm)	a(cm)	Area (cm <sup>2</sup> )	ρ %	Acero (cm <sup>2</sup> )	Acero Long.	s(cm)	Acero transv.
5	70	70	4900	1,28	62,72	20 φ 20	15 – 20 - 15	5 ramas φ 10
4	70	70	4900	1,28	62,72	20 φ 20	15 – 20 - 15	5 ramas φ 10
3	70	70	4900	1,72	84,28	24 φ 22	15 – 20 - 15	5 ramas φ 12
2	80	80	6400	1,84	117,76	24 φ 25	15 – 20 - 15	5 ramas φ 12
1	90	90	8100	2,19	177,39	16 φ 32 + 8 φ 28	15 – 20 - 15	5 ramas φ 12

Fuente: Mosquera, 2018

De acuerdo a los resultados de momento, carga axial y cuantías de acero longitudinal en la siguiente tabla se detalla el diseño de vigas:

**Tabla 21: Diseño de vigas**

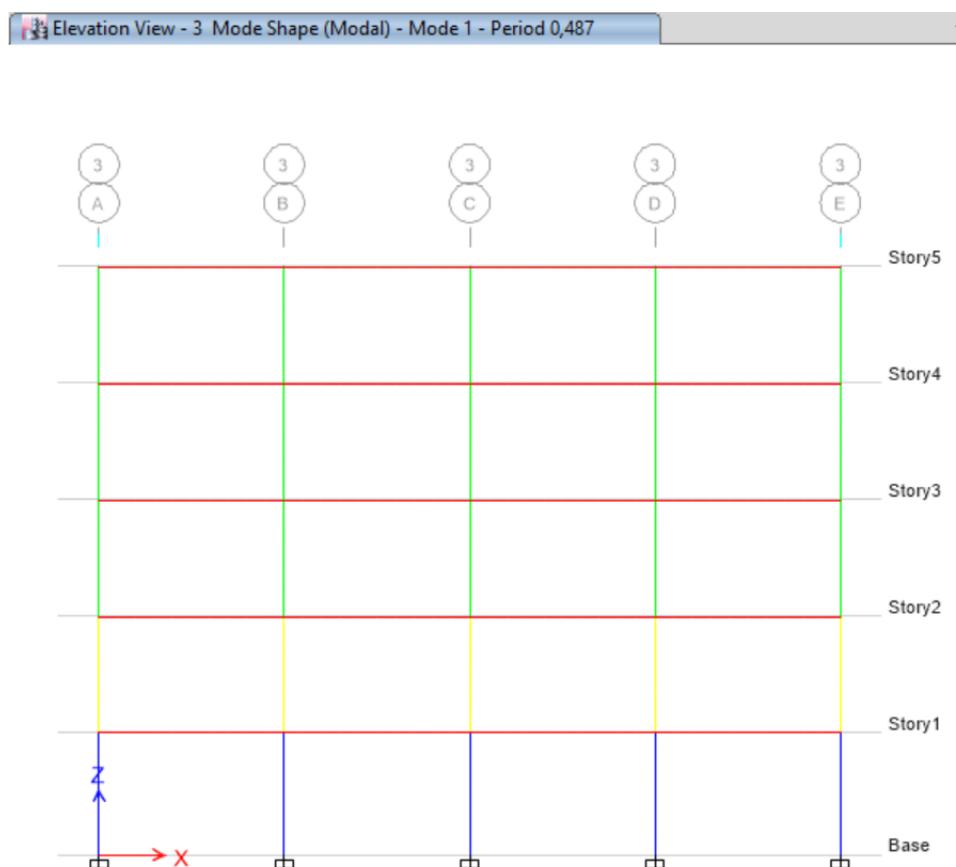
#Piso	b(cm)	h(cm)	$A_{s_{min}}$ ( $cm^2$ )	Acero Sup.	Acero Inferior	s(cm)	Estribos
5	50	70	11	4 $\phi$ 25 + R. 5 $\phi$ 28	5 $\phi$ 25 + R. 4 $\phi$ 25	c/ 15	4 ramas $\phi$ 12
4	50	70	11	4 $\phi$ 25 + R. 5 $\phi$ 28	5 $\phi$ 25 + R. 4 $\phi$ 25	c/ 15	4 ramas $\phi$ 12
3	50	70	11	4 $\phi$ 25 + R. 5 $\phi$ 28	5 $\phi$ 25 + R. 4 $\phi$ 25	c/ 15	4 ramas $\phi$ 12
2	50	70	11	4 $\phi$ 25 + R. 5 $\phi$ 28	5 $\phi$ 25 + R. 4 $\phi$ 25	c/ 15	4 ramas $\phi$ 12
1	50	70	11	4 $\phi$ 25 + R. 5 $\phi$ 28	5 $\phi$ 25 + R. 4 $\phi$ 25	c/ 15	4 ramas $\phi$ 12

Fuente: Mosquera, 2018

### 3.6.3. Periodo de vibración de la estructura.

En el análisis modal de la estructura de hormigón armado se han realizado las siguientes consideraciones que aproximan las condiciones de uso a la realidad, según los resultados del análisis modal en el software ETABS; el período de vibración fundamental en el eje “x” es igual a **T= 0,487 seg.**

Figura 18. Periodo de vibración de la estructura



Fuente: Mosquera, 2018

### 3.6.4. Determinación de coeficiente K.

De acuerdo con la tabla 3.6 en la sección 3.5.2, se determina el valor del coeficiente “k” en función del periodo de vibración “T”.

Dónde:  $T = 0,487$  segundos

$$k = 1,00 \quad \leftarrow \quad T \leq 0.5$$

### 3.6.5. Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales.

Figura 19. Fuerzas sísmicas laterales de piso.

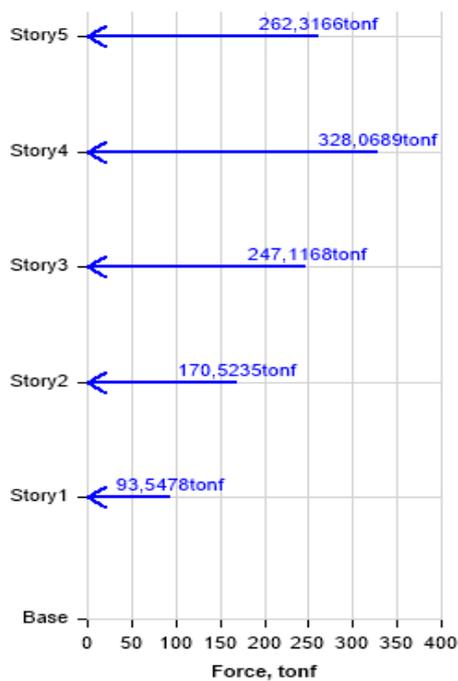


Tabla 22: Fuerzas sísmicas laterales de piso.

Piso	Fx(ton)
5	262,31
4	328,06
3	247,11
2	170,52
1	93,54

Fuente: Mosquera, 2018

### 3.6.6. Diagrama de Desplazamientos de Piso, Deriva de Pisos:

- **Deriva de Piso:** Se verifica los desplazamientos ultimo de piso producidas por las fuerzas sísmicas laterales de acuerdo al análisis estático modal.
- **Límites permisibles de las derivas de los pisos:** Se comprueba las derivas máximas elástica de piso, cumpliendo de acuerdo con la sección 4.2.2 de la norma ecuatoriana de construcción vigente.

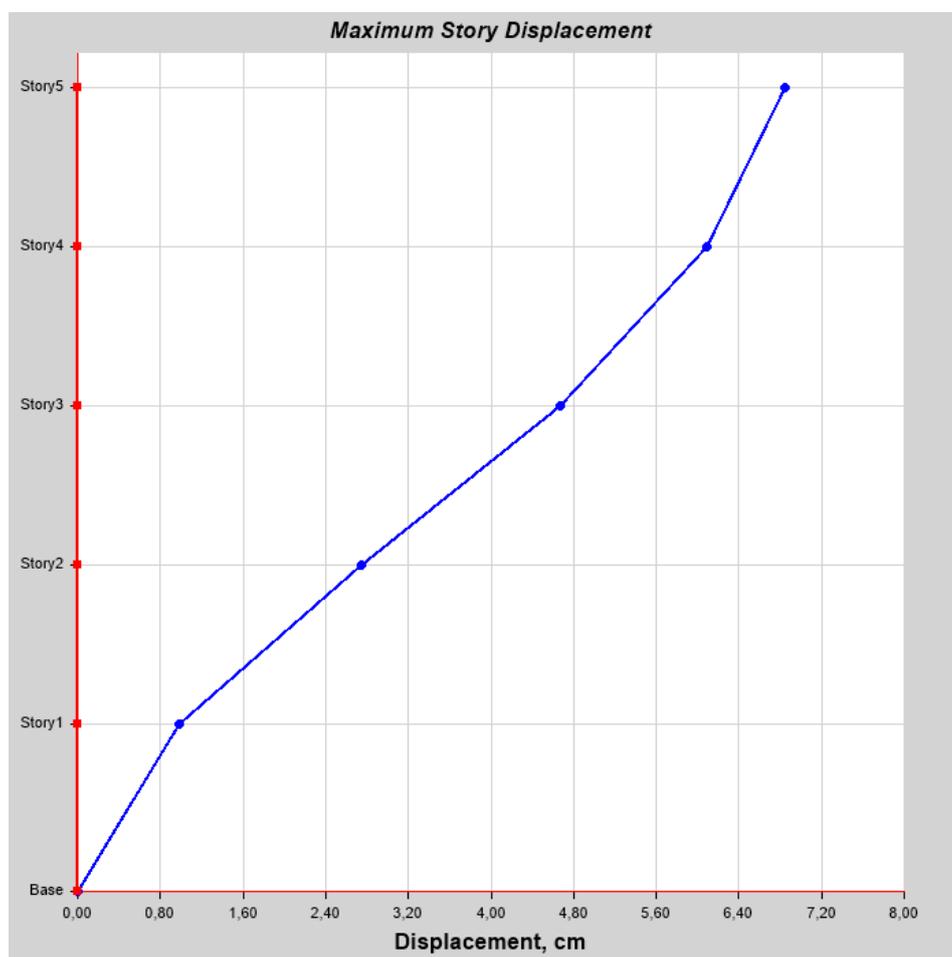
**Tabla 23:** Valores de  $\Delta_M$  máximos del modelo de estudio, expresados como fracción de la altura de piso.

Estructuras de:	$\Delta_M$ máxima (sin unidad)
<b>Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera</b>	0.02
<b>De mampostería</b>	0.01

*Fuente:* (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

### 3.6.6.1. Diagrama de desplazamiento elástico de piso.

Figura 20. Desplazamientos elástico máximo de piso



**Fuente:** Mosquera, 2018

**Tabla 24:** Desplazamientos elásticos máximos de cada piso.

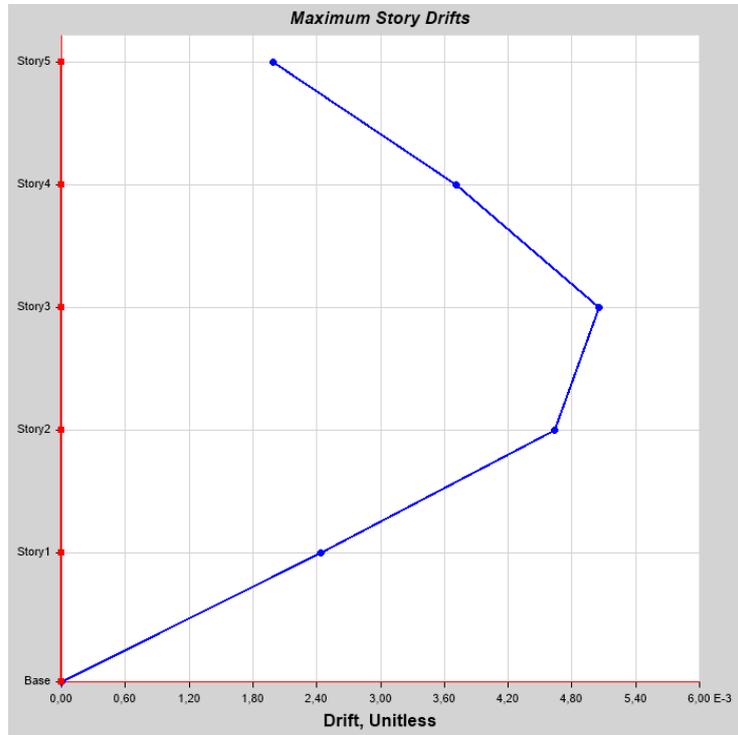
Piso	Elevación (cm)	Dirección X (cm)
<b>Piso 5</b>	1920	6,85
<b>Piso 4</b>	1540	6,09
<b>Piso 3</b>	1160	4,67
<b>Piso 2</b>	780	2,74
<b>Piso 1</b>	400	0,98

**Fuente:** Mosquera, 2018

### 3.6.6.2. Diagrama deriva de piso elástica.

Como caso de estudio y verificación de la deriva elástica por cada piso.

Figura 21. Deriva elástico máximo de piso



Fuente: Mosquera, 2018

Tabla 25: Deriva elástica máxima de piso.

Piso	Elevación	Deriva %
Piso 5	1920	0.19
Piso 4	1540	0.37
Piso 3	1160	0.50
Piso 2	780	0.46
Piso 1	400	0.24

Fuente: Mosquera, 2018

### **3.7. Análisis y diseño elástico con factor de reducción de la respuesta elástica en ETABS.**

Del mismo modo para realizar el análisis y diseño estructural del edificio de hormigón armado con todas las características mencionadas en la sección 3.1, se desarrolla bajo el mismo módulo de elementos finitos en el software ETABS, asignando materiales (inc. propiedades), condiciones de apoyo, solicitaciones de carga, secciones de vigas y columnas al pórtico de acuerdo al proceso iterativo similar en la tabla 3.3. Además, se construye un nuevo espectro elástico con factor de reducción de las fuerzas sísmicas (**R**). Por otra parte, se considera inercias agrietadas considerando 0.8 para columnas y 0.5 para vigas como factores de agrietamiento.

#### **3.7.1. Construcción del nuevo espectro elástico de diseño con factor de reducción**

##### **3.7.1.1. Definición del factor R**

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015).

En el caso del método DBF, se considerará como parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructural. A pesar de ser constante en el DBF, el factor R permite disminuir substancialmente la ordenada elástica espectral, siempre que se disponga de un adecuado comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, proveyendo de una adecuada ductilidad y capacidad de disipación de energía suficientes que impidan el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015).

De acuerdo al primer grupo estructural dúctil en la sección 6.3.4 de la NEC-15, el factor de reducción de las fuerzas sísmicas va en función de la configuración y características del material a utilizar de la estructura, por lo que

en la siguiente tabla se define el valor de R a aplicar como variable en la construcción del espectro:

**Tabla 26:** Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
<b>Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.</b>	<b>8</b>

*Fuente:* (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

### 3.7.1.2. Parámetros para la construcción del espectro elástico de diseño con factor de reducción.

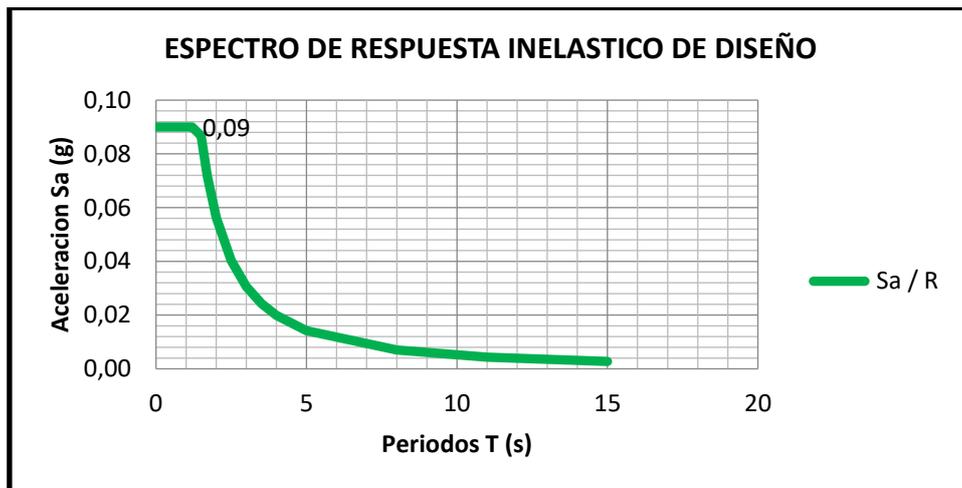
Considerando los factores de sitio de la tabla 3.4 y parámetros según sección 3.2.2 de la NEC-15, vale la pena detallar en la siguiente tabla un resumen de las variables que fueron utilizadas para el nuevo espectro elástico de diseño.

**Tabla 27:** Parámetros utilizados para la construcción del espectro inelástico

CIUDAD	Guayaquil
<b>Z</b>	0.40
<b>Tipo de perfil de subsuelo</b>	E
<b>Fa</b>	1.00
<b>Fd</b>	1.60
<b>Fs</b>	1.90
<b>η (Costa)</b>	1.80
<b>I</b>	1.00
<b>R</b>	<b>8</b>

**Fuente:** Mosquera, 2018

Figura 22. Espectro inelástico de diseño con factor de reducción.

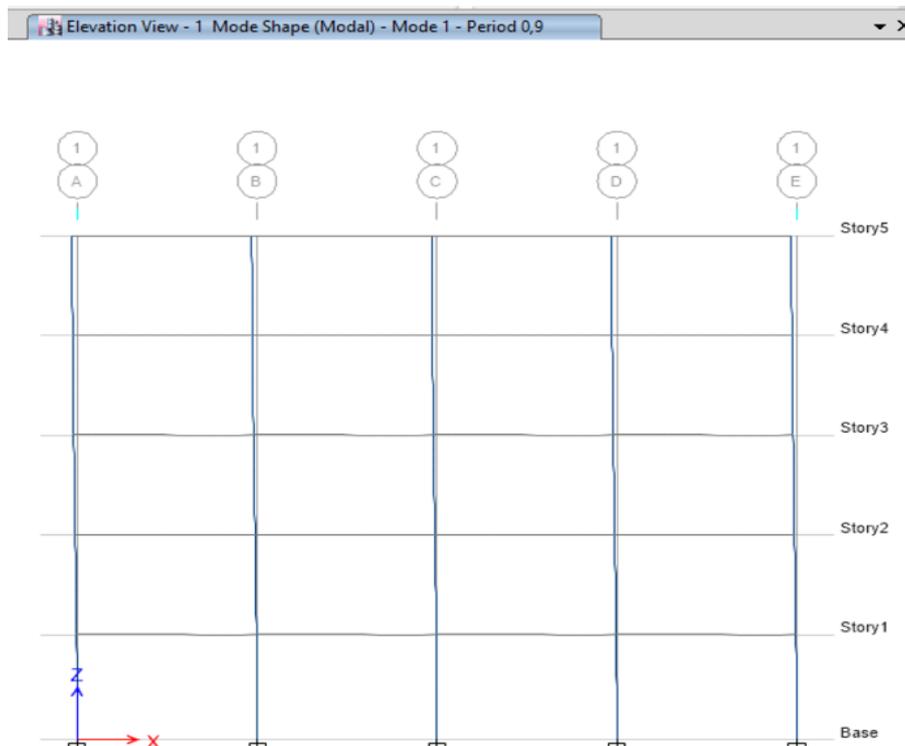


Fuente: Mosquera, 2018

### 3.7.2. Periodo de vibración.

Según los resultados de la simulación por el análisis modal de la estructura, obtenemos un periodo de  $T = 0.90$  segundos. En la siguiente figura en la parte superior central de la ventana se indica dicho valor:

Figura 23. Periodo de vibración de la estructura



Fuente: Mosquera, 2018

En la siguiente figura se puede observar secciones definidas de los elementos estructurales de acuerdo a un proceso iterativo que se consideraron las mismas cargas de diseño con excepción del espectro de diseño según la sección 3.7.1.2.

Figura 24. Dimensiones de columnas y vigas de la estructura

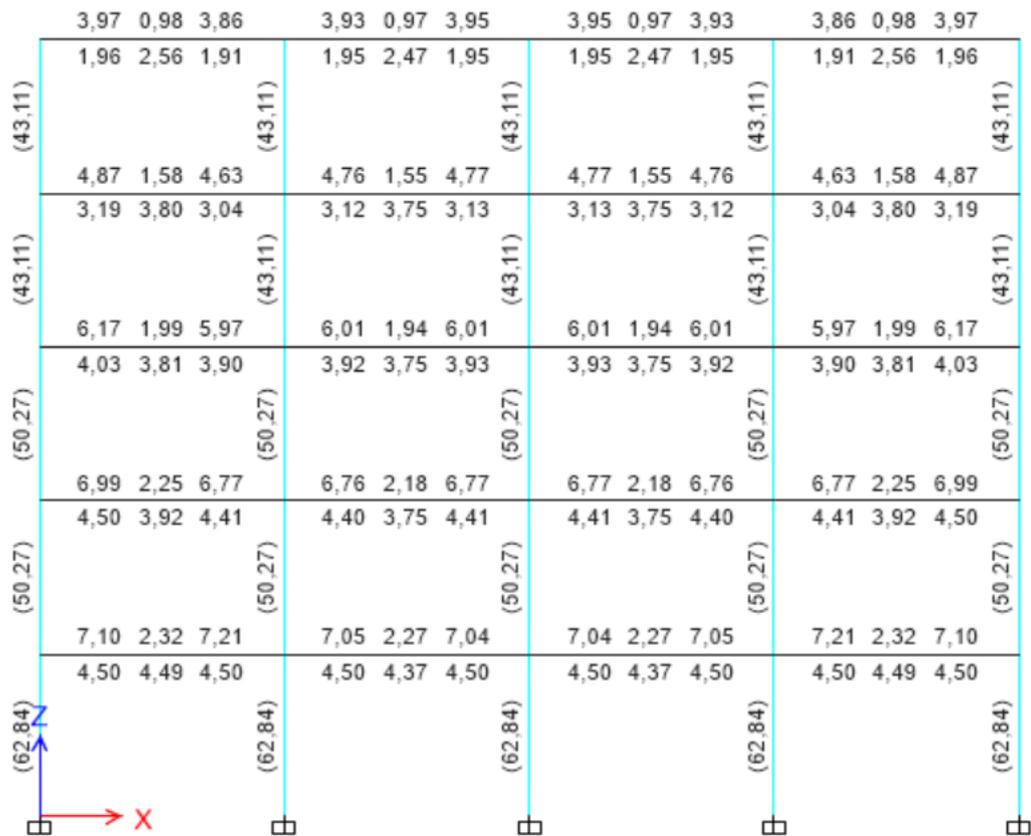


Fuente: Mosquera, 2018

### 3.7.3. Cuantía de acero longitudinal en columnas y vigas.

A continuación, en la figura 23 se detalla la cuantía de acero longitudinal necesaria en columnas y vigas de acuerdo a las secciones especificadas en la figura 17.

Figura 25. Cuantía de acero longitudinal en columnas y vigas



Fuente: Mosquera, 2018

De acuerdo a los resultados de momento, carga axial y cuantías de acero longitudinal en la siguiente tabla se detalla el diseño de columnas:

Tabla 28: Diseño de columnas

#Piso	b(cm)	a(cm)	Area (cm <sup>2</sup> )	ρ %	Acero (cm <sup>2</sup> )	Acero Long.	s(cm)	Acero transv.
5	60	60	3600	1,20	43,11	12 φ 18 + 4 φ 20	15 - 20 - 15	5 ramas φ 12
4	60	60	3600	1,20	43,11	12 φ 18 + 4 φ 20	15 - 20 - 15	5 ramas φ 12
3	60	60	3600	1,40	43,40	16 φ 20	15 - 20 - 15	5 ramas φ 12
2	60	60	3600	1,40	43,40	16 φ 20	15 - 20 - 15	5 ramas φ 12
1	60	60	3600	1,75	62,84	20 φ 20	15 - 20 - 15	5 ramas φ 12

Fuente: Mosquera, 2018

De acuerdo a los resultados de momento, carga axial y cuantías de acero longitudinal en la siguiente tabla se detalla el diseño de vigas:

**Tabla 29: Diseño de vigas**

#Piso	b(cm)	h(cm)	$A_{s_{min}}$ ( $cm^2$ )	Acero Sup.	Acero Inferior	s(cm)	Estribos
5	30	50	4.46	2 $\phi$ 16 + 1 $\phi$ 14 + R. 2 $\phi$ 18	2 $\phi$ 16 + 1 $\phi$ 18	c/ 10	2 ramas $\phi$ 12
4	30	50	4.46	2 $\phi$ 16 + 1 $\phi$ 14 + R. 2 $\phi$ 18	2 $\phi$ 16 + 1 $\phi$ 18	c/ 10	2 ramas $\phi$ 12
3	30	50	4.46	2 $\phi$ 16 + 1 $\phi$ 14 + R. 2 $\phi$ 18	2 $\phi$ 16 + 1 $\phi$ 18	c/ 10	2 ramas $\phi$ 12
2	30	50	4.46	2 $\phi$ 16 + 1 $\phi$ 14 + R. 2 $\phi$ 18	2 $\phi$ 16 + 1 $\phi$ 18	c/ 10	2 ramas $\phi$ 12
1	30	50	4.46	2 $\phi$ 16 + 1 $\phi$ 14 + R. 2 $\phi$ 18	2 $\phi$ 16 + 1 $\phi$ 18	c/ 10	2 ramas $\phi$ 12

Fuente: Mosquera, 2018

### 3.7.4. Cálculo Cortante basal con factor de reducción de las fuerzas sísmicas.

#### 3.7.4.1. Carga sísmica reactiva (W)

La carga sísmica (W), representa la carga reactiva por sismo. Se asume que el tipo de losa de la edificación será nervada en una dirección, donde a fin de alivianar la edificación se utilizan cajonetas removibles de plástico, con un espesor de 25 cm, según las cargas de diseño de la sección 3.2 en la figura 6.

**Tabla 30: Peso de los elementos estructurales de la edificación de 5 pisos.**

ELEMENTO	SECCIÓN(CM)	PESO (TON)
Columna	60X60	249,12
Viga	30X50	197,69
Losa	25	233,51
TOTAL		<b>680,32</b>

Fuente: Mosquera, 2018

Seguendo los lineamientos de la NEC-15 y de acuerdo a la sección 3.5.2 de este capítulo, se determina el cálculo del cortante basal con  $R = 8$  con la siguiente expresión:

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_P * \phi_E} W$$

Teniendo como resultado del cortante basal:

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_P * \phi_E} W = \frac{1,00 * 0,72}{8 * 1 * 1} W = 0,09 x W = 0,09 * 680,32 = 61,23 \text{ Ton}$$

### 3.7.5. Diagrama de Desplazamientos de Piso, Deriva de Pisos:

De igual manera de acuerdo a la sección 3.6.6 del presente trabajo se verifican los siguientes parámetros para un comportamiento inelástico de la estructura cumpliendo con los límites permisibles como lo dicta la NEC-15 y la tabla 31:

- Deriva de Piso
- Límites permisibles de las derivas de los pisos

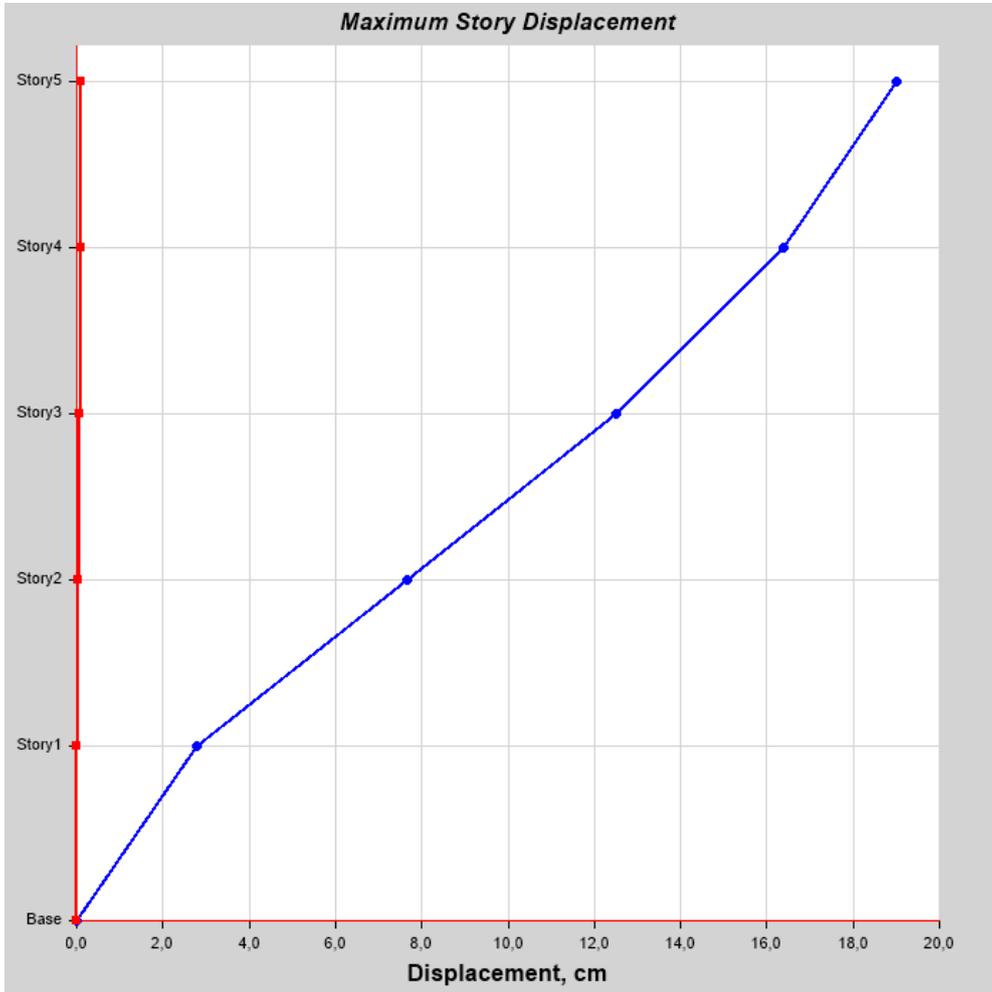
**Tabla 31:** Valores de  $\Delta_M$  máximos del modelo de estudio, expresados como fracción de la altura de piso.

Estructuras de:	$\Delta_M$ máxima (sin unidad)
<b>Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera</b>	0.02
<b>De mampostería</b>	0.01

**Fuente:** (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

### 3.7.6.1 Diagrama de desplazamiento inelástico de piso.

Figura 26. Desplazamientos inelástico máximo de piso



Fuente: Mosquera, 2018

Tabla 32: Desplazamientos inelásticos máximos de cada piso.

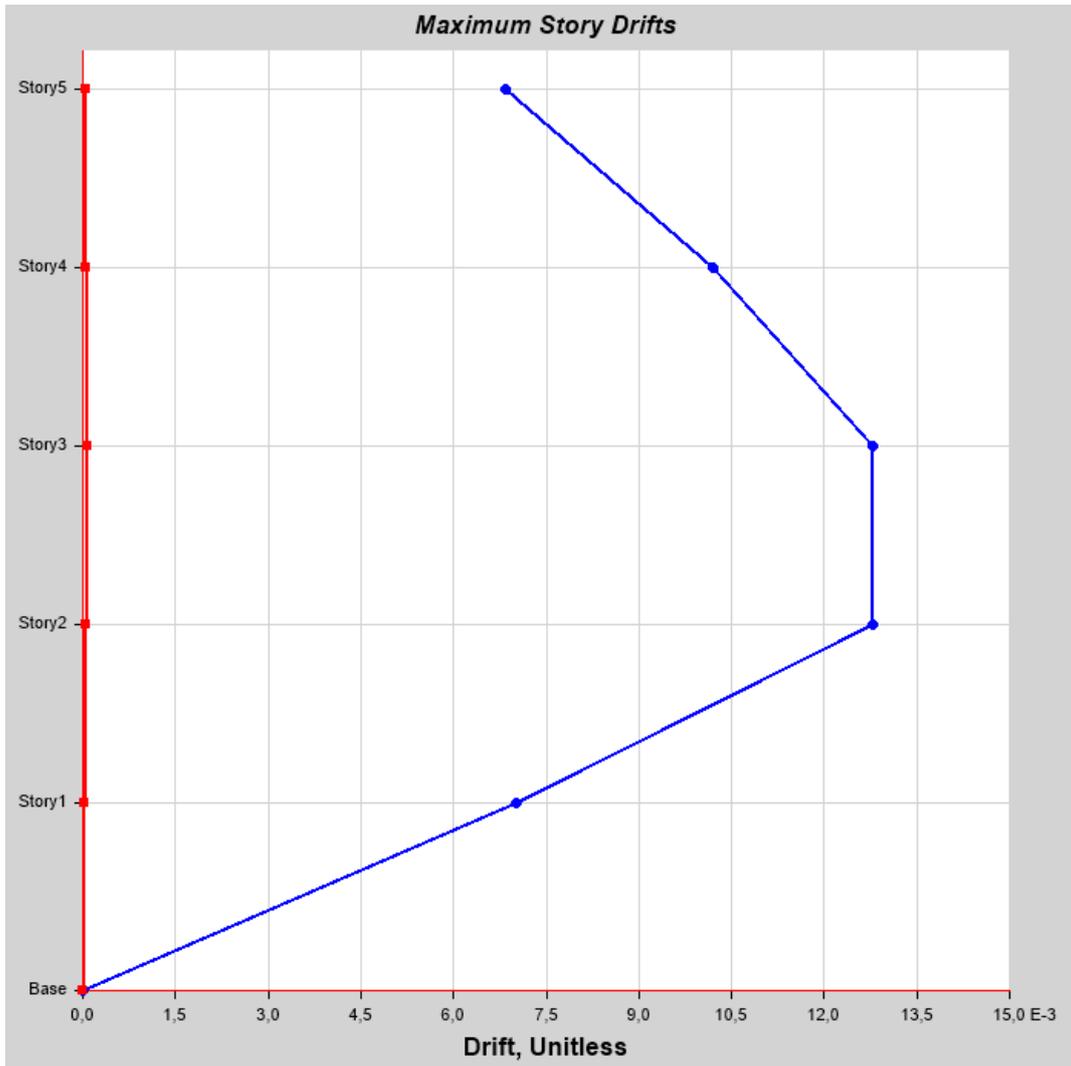
Piso	Elevación (cm)	Dirección X (cm)
<b>Piso 5</b>	1920	18,99
<b>Piso 4</b>	1540	16,3
<b>Piso 3</b>	1160	12,51
<b>Piso 2</b>	780	7,66
<b>Piso 1</b>	400	2,80

Fuente: Mosquera, 2018

### 3.7.6.2 Diagrama deriva de piso inelástica.

Como caso de estudio y verificación de la deriva inelástica por cada piso.

Figura 27. Deriva inelástica máximo de piso



Fuente: Mosquera, 2018

Tabla 33: Deriva inelástica máxima de piso.

Piso	Elevación	Deriva %
Piso 5	1920	0.68
Piso 4	1540	1.02
Piso 3	1160	1.28
Piso 2	780	1.28
Piso 1	400	0.70

Fuente: Mosquera, 2018

- **Diseño de Refuerzo de la Estructura:**

### Diseño de la Columna (PB)

#### Diseño por Cortante

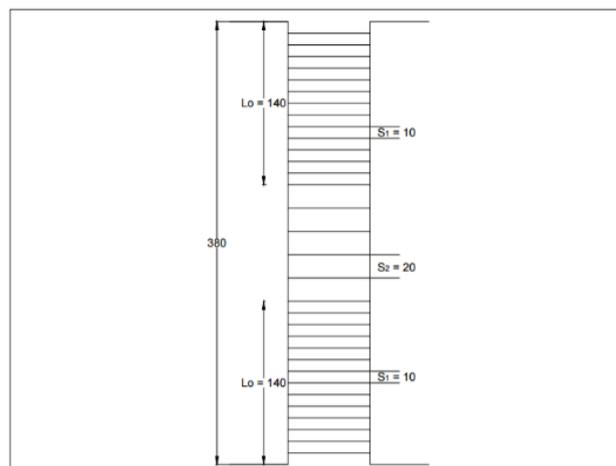
La separación mínima ( $S_1$ ) de los estribos, que se colocará en los extremos de la columna, será la menor longitud de las siguientes opciones:

$$S_1 \left\{ \begin{array}{lll} \leq d/4 & \rightarrow 52/4 & \rightarrow 13 \text{ cm} \\ \leq 6 \varnothing_{Long} & \rightarrow 6(2) & \rightarrow 12 \text{ cm} \\ \leq 10\text{cm} & \rightarrow 10 \text{ cm} & \rightarrow \mathbf{10 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

La separación  $S_2$  que se colocará en el centro de la columna será 2 veces  $S_1$ , es decir **20cm**

La longitud donde se colocará los estribos con la separación mínima será la mayor longitud de las siguientes opciones y se distribuirán en los extremos:

$$L_o \left\{ \begin{array}{lll} \geq H/6 & \rightarrow 400/6 & \rightarrow 67 \text{ cm} \\ \geq 2B & \rightarrow 2(60) & \rightarrow 120 \text{ cm} \\ \geq 2T & \rightarrow 2(60) & \rightarrow \mathbf{120 \text{ cm}} \\ \geq 50\text{cm} & \rightarrow 50 \text{ cm} & \rightarrow 50 \text{ cm} \end{array} \right.$$



El acero con el que se armaran los estribos será:

$$A_{sh} = 0,12(S_1)(h_c) \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) = 0,12(10)(52) \left( \frac{280}{4200} \right) = 4,16 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = \frac{A_{sh}}{\# \text{ ramas}} = \frac{4,16}{5} = \mathbf{0,832} \rightarrow \mathbf{\emptyset 12}$$

### Diseño de viga

#### Diseño a flexión de viga

Comprobación de requerimiento de acero

- Acero Mínimo:

$$A_{s(\min)} = \frac{14}{f_y} * (b)(d) \rightarrow A_{s(\min)} = \frac{14}{4200} * (30)(46) \rightarrow A_{s(\min)} = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{2 \emptyset 16 + 1 \emptyset 18 = 2(2,01) + 1(2,54) \rightarrow 6,57 \text{ cm}^2}$$

$$A_s > A_{s_{\min}}$$

$$6,57 \text{ cm}^2 > 4,60 \text{ cm}^2 \quad \text{OK cumple}$$

- Cuantía de acero:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho = \frac{6,57}{30 * 46} = 0,00476$$

- Cuantía máxima permisible para zonas sísmicas:

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003} \quad \beta = 0,85 \quad \text{NEC} - \text{SE} - \text{HM}, 4.1$$

$$E_s = 200055,66 \text{ MPa}$$

Reemplazando:

$$\rho_b = 0,85 * 0,85 * \frac{27,46 \text{ [MPa]}}{412,08 \text{ [MPa]}} * \frac{0,003}{\frac{412,08 \text{ [MPa]}}{200055,66 \text{ [MPa]}} + 0,003}$$

$$\rho_b = 0,02854$$

$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0,5 * 0,02854$$

$$\rho_{max} = 0,01427$$

$$\rho < \rho_{max} \quad 0,00476 < 0,01427 \quad \text{OK cumple}$$

## Diseño a corte en vigas

En vigas de hormigón armado se presentan dos maneras para poder resistir el corte. La primera la resistencia que presenta solo el hormigón y la segunda es la resistencia que presenta el acero transversal o diagonal.

Por ello la resistencia nominal viene dado por la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

$V_n$  = Resistencia nominal al cortante

$V_c$  = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón, siendo esta

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} \text{ [MPa]}$$

$V_s$  = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

## Requisitos para corte del hormigón [NEC- SE – HM, 5.1.1].

$$V_u < \phi * V_n$$

Donde:

$V_u$  = Esfuerzo de corte solicitante mayorado en la sección.

$V_n$  = Resistencia nominal al cortante de la viga de hormigón armado.

$\phi_{sis}$  = Factor de reducción de resistencia a cortante, cuyo valor para la NEC-SE-HM, 3.3.4 y el ACI 21.2.1 es de 0.60.

Los valores de  $\sqrt{f'_c}$  usados en esta sección no deben de exceder 8.3 MPa = 84.6 kg/cm<sup>2</sup>.

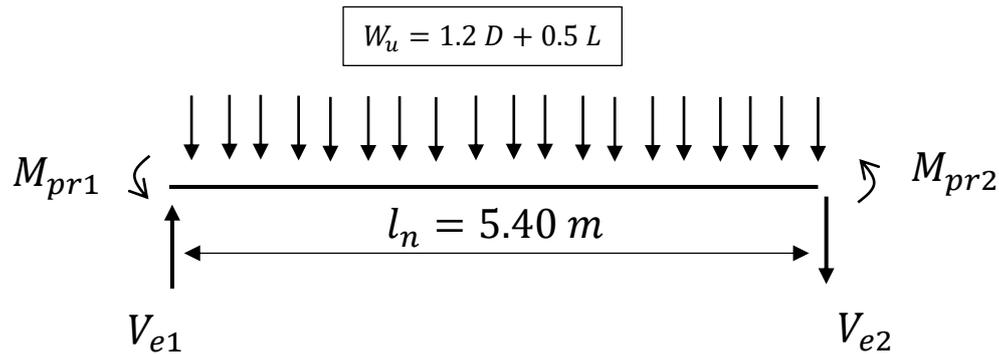
$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$  Resistencia del hormigón a compresión utilizada.

$$\sqrt{280 \text{ [kg/cm}^2\text{]}} \text{ ----} \rightarrow \sqrt{27.4586 \text{ [MPa]}} = 5.24 \text{ MPa OK}$$

### Requisitos para corte del acero transversal o diagonal. [ACI 18.4.2.4].

Es importante realizar el diseño de los estribos por capacidad ya que se debe considerar que, al diseñar la viga con el acero de refuerzo longitudinal, se generan momentos en los extremos de la viga que producen doble curvatura, y que provocan fuerzas de corte hiperestáticas (MIDUVI, 2016).

Figura 28. Cortante de diseño para vigas



Fuente: Mosquera, 2018

$$W_u = 1.2 * (490 + 725 \text{ kg/m}^2) + 0.5 * (625 \text{ kg/m}^2)$$

$$W_u = 1626 \text{ kg/m}$$

$$W_u = 1,63 \text{ T/m}$$

Para hallar los valores de los momentos en los extremos de vigas se usa la siguiente expresión (MIDUVI, 2016):

$$M_u = A_s * \alpha * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{siendo } \alpha = 1.25$$

$$M_p = 1.25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) / 10^5$$

$$a = \frac{\alpha * A_s * f_y}{0.85 * f'c * b}$$

De esta manera se obtiene los siguientes resultados:

$$a = \frac{1.25 (10.64)(4200)}{0.85 * 280 * 30} = 7.82$$

$$= 4.82$$

$$a = \frac{1.25 (6.56)(4200)}{0.85 * 280 * 30}$$

<i>As (cm<sup>2</sup>)</i>	10.64	10.64
	6.56	6.56
 <i>a (cm )</i>	7.82	7.82
	4.82	4.82

En este caso existen valores iguales de “a” en ambos extremos, ya que el *As* coinciden., caso contrario se tendría que obtener el valor de “a” por cada lado en caso de ser diferentes.

**Cálculo de Momento probable (Mp)**

$$M_{p \text{ izq}} = 1.25 * (10.64) * 4200 * \left(46 - \frac{7.83}{2}\right) / 10^5$$

$$M_{p \text{ izq}} = 23.51 T - m$$

$$M_{p \text{ der}} = 1.25 * (6.56) * 4200 * \left(46 - \frac{4.82}{2}\right) / 10^5$$

$$M_{p \text{ der}} = 15 T - m$$

<i>Mp (tm )</i>	23.51	23.51
	15	15

### Cálculo corte hiperestático (Vp)s

$$V_p = \left( \frac{M_p \text{ izq} + M_p \text{ der}}{L_n} \right)$$

$$V_p = \left( \frac{23.51 + 15}{5.40} \right)$$

$$V_p = 7,14 \text{ T}$$

$$V_g = \frac{Wu * Ln}{2} \quad ; \quad \frac{1.63 * 5.4}{2} = 4.40 \text{ T}$$

$$V_e = V_p + V_g$$

$$V_e = 7.14 + 4.40 = \mathbf{11.54 \text{ Ton}}$$

Siendo:

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Asumiendo } V_c = 0$$

$$V_n = V_s$$

$$\frac{V_e}{\phi} = V_s$$

$$V_s = \frac{11.54}{0.6} = \mathbf{19.24 \text{ Ton} = Vu}$$

Finalmente calculamos el refuerzo requerido con todos los datos obtenidos

$$A_v = \frac{V_s}{f_y * d}$$

$$A_v = \frac{19240}{4200 * 46}$$

$$A_v = 0.10 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$S = 10 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad A_v = 10 * 0.10 = 1.0 \text{ cm}^2$$

**Est.  $\phi 10 - c/10$**  (2 ramas  $\phi 10 = 2 * (0.79) = 1.58 \text{ cm}^2$ ) OK

## CAPÍTULO IV. COMPARACIÓN DE RESULTADOS APLICANDO EL MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN FUERZAS (DBF).

A continuación, se compara factores necesarios e importantes de los resultados obtenidos entre el análisis del diseño elástico versus diseño elástico con factor de reducción.

Siendo:

*R1*; Diseño elástico de un pórtico de hormigón armado.

*R8*; Diseño elástico de un pórtico de hormigón armado con factor de reducción a la respuesta elástica

### 4.1. Secciones y cuantías.

**Tabla 34:** Comparación en secciones de diseño de columnas y vigas en cada piso.

R1				R8					
#Piso	Secciones de Columnas		Secciones de viga		#Piso	Secciones de Columnas		Secciones de viga	
	b (cm)	a (cm)	b (cm)	h (cm)		b (cm)	a (cm)	b (cm)	h (cm)
5	70	70	50	70	5	60	60	30	50
4	70	70	50	70	4	60	60	30	50
3	70	70	50	70	3	60	60	30	50
2	80	80	50	70	2	60	60	30	50
1	90	90	50	70	1	60	60	30	50

Fuente: Mosquera, 2018

**Tabla 35:** Comparación en cuantías de acero.

R1			R8		
#Piso	$\rho$ %	Acero ( $cm^2$ )	#Piso	$\rho$ %	Acero ( $cm^2$ )
5	1,28	62,72	5	1,20	43,11
4	1,28	62,72	4	1,20	43,11
3	1,72	84,28	3	1,40	43,40
2	1,84	117,76	2	1,40	43,40
1	2,19	177,39	1	1,75	62,84

Fuente: Mosquera, 2018

## 4.2. Desplazamientos y derivas.

**Tabla 36:** Comparación en desplazamientos último de piso.

R1				R8			
#Piso	$\delta$ -elástico (cm)	0.75 R	$\delta$ -Inelástico (cm)	#Piso	$\delta$ -elástico (cm)	0.75 R	$\delta$ -Inelástico (cm)
5	6,85	0.75	5,12	5	3,165	6	18,99
4	6,09	0.75	4,55	4	2,716	6	16,3
3	4,67	0.75	3,49	3	2,085	6	12,51
2	2,74	0.75	2,05	2	1,276	6	7,66
1	0,98	0.75	0,73	1	0,466	6	2,80

Fuente: Mosquera, 2018

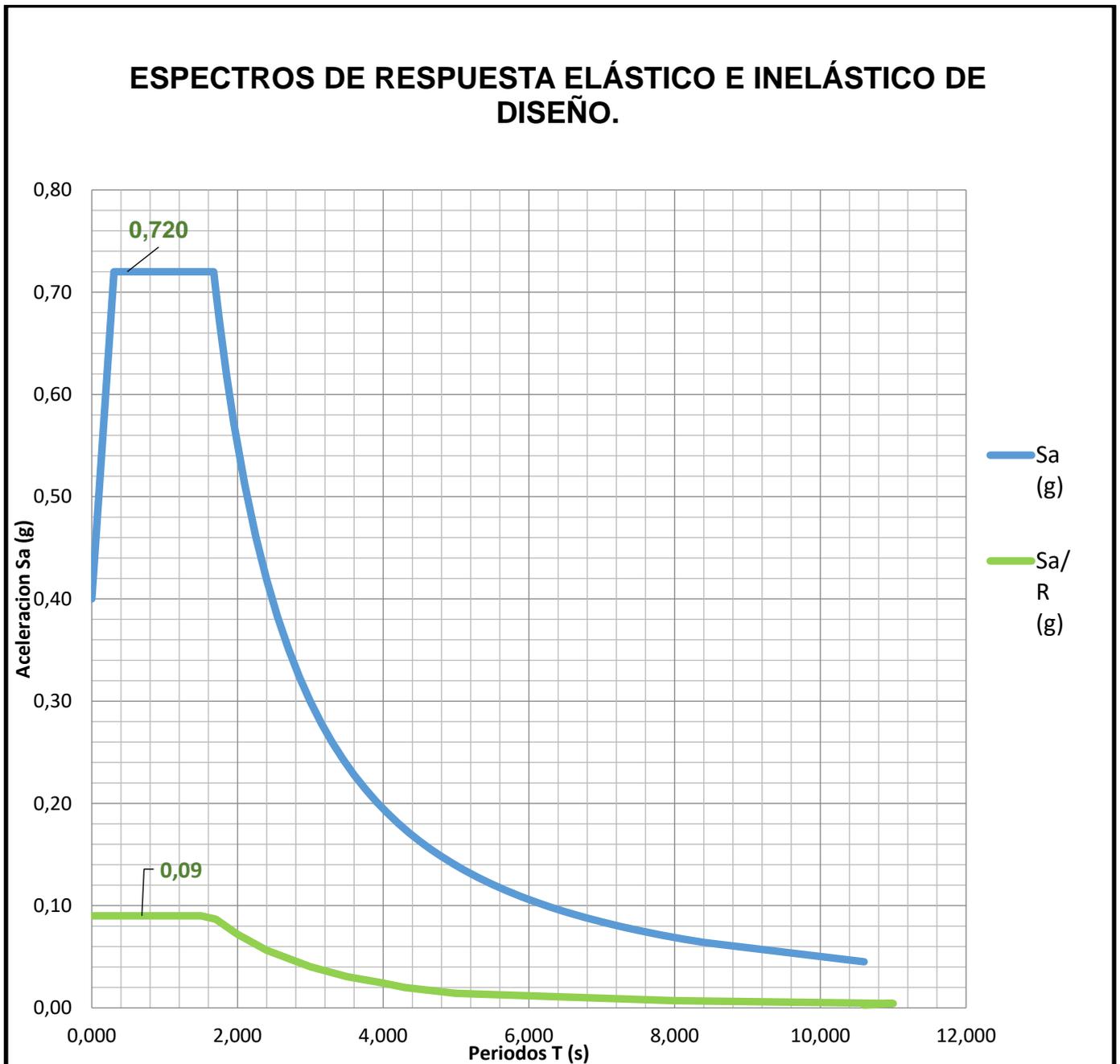
**Tabla 37:** Comparación en deriva máxima inelástica de piso.

R1			R8		
#Piso	Elevación (cm)	$\Delta M$	#Piso	Elevación (cm)	$\Delta M$
5	1920	0.14 %	5	1920	0.68 %
4	1540	0.28 %	4	1540	1.02 %
3	1160	0.38 %	3	1160	1.28 %
2	780	0.35 %	2	780	1.28 %
1	400	0.18 %	1	400	0.70 %

Fuente: Mosquera, 2018

### 4.3. Espectros de diseño.

Tabla 38: Espectro de respuesta elástico e inelástico de Diseño



Fuente: Mosquera, 2018

#### 4.4. Presupuesto referencial

**Tabla 39:** Descripción de rubros, unidades, cantidades y precios

R1					
TABLA DE DESCRIPCIÓN DE RUBROS, UNIDADES, CANTIDADES Y PRECIOS					
No.	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	Hormigón estructural en columnas "clase a" f'c=280 kg/cm <sup>2</sup>	M3	56.29	509.57	28,683.70
2	Hormigón estructural en vigas "clase a" f'c=280 kg/cm <sup>2</sup>	M3	42.00	509.57	21,401.94
3	Acero de refuerzo de barras fy= 4200 kg/cm <sup>2</sup>	KG	14,907.71	1.73	25,790.33
4	Hormigón estructural en losa según especificaciones	M3	103	268.05	27,662.76
5	Malla electro soldada R-188 Ø 6 c/150mm	M2	1200	3.31	3,972.00
6	Acero de refuerzo de barras en nervios de losa fy= 4200 kg/cm <sup>2</sup>	KG	3357	1.73	5,806.99
NOTA: ESTOS PRECIOS INCLUYEN I.V.A.				<b>TOTAL</b>	<b>\$113,317.72</b>

Fuente: Mosquera, 2018

**Tabla 40:** Descripción de rubros, unidades, cantidades y precios

R8					
TABLA DE DESCRIPCIÓN DE RUBROS, UNIDADES, CANTIDADES Y PRECIOS					
No.	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	Hormigón estructural en columnas "clase a" f'c=280 kg/cm <sup>2</sup>	M3	34.56	509.57	17,610.74
2	Hormigón estructural en vigas "clase a" f'c=280 kg/cm <sup>2</sup>	M3	18.00	509.57	9,172.26
3	Acero de refuerzo de barras fy= 4200 kg/cm <sup>2</sup>	KG	4,828.27	1.73	8,352.91
4	Hormigón estructural en losa según especificaciones	M3	103	268.05	27,662.76
5	Malla electro soldada R-188 Ø 6 c/150mm	M2	1200	3.31	3,972.00
6	Acero de refuerzo de barras en nervios de losa fy= 4200 kg/cm <sup>2</sup>	KG	3357	1.73	5,806.99
NOTA: ESTOS PRECIOS INCLUYEN I.V.A.				<b>TOTAL</b>	<b>\$72,577.66</b>

Fuente: Mosquera, 2018

#### 4.5. Tabulación de resultados obtenidos de acuerdo al análisis estático modal.

En la siguiente tabla se comparan parámetros y resultados de los análisis modales obtenidos en ambos diseños:

**Tabla 41:** Tabla de resultados obtenidos de acuerdo al análisis modal.

Parámetros	Elástico	Inelástico
Factor R	1	8
Periodo (seg)	0.487	0.90
Sa (g)	0.72	0.09
Desplazamiento (cm)	6.85	19
Derivas (%)	0.50	1.28
Max secciones en columna (cm)	90x90	60x60
Max sección en viga (cm)	50x70	30x50

Fuente: Mosquera, 2018

## CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con lo expuesto anteriormente podemos concluir que:

En el diseño elástico de un pórtico de hormigón armado tenemos como resultado secciones robustas alcanzando una dimensión de 90x90cm en columnas y 50x70cm en vigas, considerando la alta demanda en la cuantía de refuerzo que para ambos elementos con un porcentaje  $P_t$  de 2.13 % en columnas de planta baja como lo indica la sección 3.6.2, tabla 20 “diseño de columnas”.

Desplazamiento ultimo de piso, con un máximo de 4cm y una deriva inelástico máxima de piso que no supera el 50% de acuerdo a los límites permisibles según la norma ecuatoriana de construcción.

En el diseño elástico con factor de reducción del mismo pórtico y utilizando los mismos materiales. Obtenemos secciones de 60x60 en columnas y 30x50cm en vigas, teniendo en cuenta que en el acero de refuerzo en barras de columnas y vigas cumple con la cuantía mínima requerida por códigos y normas; ya que inclusive en el diseño de las vigas se verifica por corte y flexión.

El desplazamiento ultimo inelástico de piso en este caso es de 19cm, llegando con una deriva inelástica máxima de piso con el 1.28%, siendo este porcentaje lo suficientemente conservador basándose en los lineamientos permisibles de la deriva máxima del 2%.

De acuerdo a las comparaciones establecidas en el capítulo IV, podemos analizar las diferencias entre factores indispensables y necesarios que entran en consideración para el diseño sismo-resistente de estructuras de hormigón armado como por ejemplo las secciones tanto de viga y columna. Por un lado, alcanzando secciones robustas de 90x90cm en las columnas y gran peralte en vigas 50x70cm, con alta demanda de acero de refuerzo; obviamente incrementando los costos de la edificación según sección 4.4. Por otro lado, columnas esbeltas con la probabilidad que fallen por pandeo y en las vigas reduciendo sección en ambos lados del elemento con 20cm (ancho y peralte); acortando capacidad portante en las vigas.

Analizando los parámetros que se utilizaron en el diseño sismo-resistente para un pórtico de hormigón armado, se puede evidenciar que al reducir las fuerzas sísmicas 8 veces el periodo de vibración de la estructura aumenta de 0.487 segundos a 0.687 segundos, la aceleración de suelo disminuye 0.72g a 0.09g, el desplazamiento último de piso aumenta de 6.85 cm a 19 cm en cada extremo de la edificación, diferencias en secciones tanto en columnas como en vigas; finalmente se puede decir que el edificio utilizando un factor de reducción  $R=1$  es más rígido que utilizando un  $R=8$  de acuerdo con las derivas máximas dentro de los límites permisibles según la NEC-15 siendo 0,50% y 1.28% respectivamente. Asumiendo un comportamiento dúctil en el rango inelástico en el caso de  $R=8$ .

## **RECOMENDACIONES**

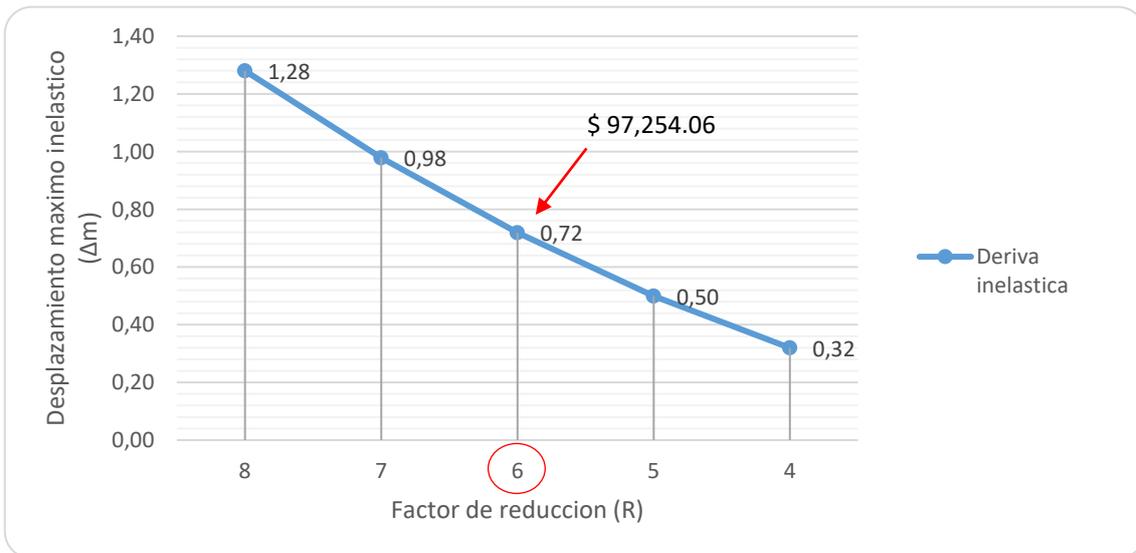
Tomando en consideración las siguientes recomendaciones utilizando el mismo tipo de estructura y material:

Simular modelos estructurales en ETABS o SAP2000 para la evaluación del comportamiento dinámico de las estructuras, con el objetivo de poder escoger un modelo estructural que le permita al calculista simular de manera confiable pórticos de hormigón armado.

Aplicar o implementar el método 2: diseño basado en desplazamientos (DBD) como segunda alternativa en las normas de diseño sísmico y poder comparar resultados en cuanto a estado límite de diseño, deriva de piso crítica y desplazamiento último de la estructura.

De acuerdo con la figura 29 se sugiere un valor del factor de reducción, haciendo relación de las derivas inelásticas obtenidas con  $R=8$  de 1.28% y siguiendo los lineamientos de acuerdo a la normativa indica que con 0.75% no se espera daño estructural.

Figura 29. Diagrama de desplazamiento inelástico vs factor de reducción.



Fuente: Mosquera, 2018

Diseñar con una suposición de reducción de fuerzas sísmicas, está asumiendo comportamiento inelástico, ductilidad y se está cambiando periodos de vibración. Como última recomendación y la más importante es de suponer un valor del factor de reducción  $R = 6$ , ya que irá en función del comportamiento estructural y costo final de la edificación; variables que serán importantes para la toma de decisiones.

## Bibliografía

- AIISI . (s.f). *steel.org*. Obtenido de steel.org: <https://www.steel.org/>
- AIISI. (28 de Abril de 1996). *steel.org*. Obtenido de steel.org: <https://www.steel.org/>
- Asamblea Nacional . (13 de Julio de 2008). *oas.org*. Obtenido de oas.org: [https://www.oas.org/juridico/pdfs/mesicic4\\_ecu\\_const.pdf](https://www.oas.org/juridico/pdfs/mesicic4_ecu_const.pdf)
- Catálogo Sísmico Del Ecuador. (2018). *Catálogo Sísmico Del Ecuador*. Obtenido de Catálogo Sísmico Del Ecuador: <http://www.igepn.edu.ec/portal/ultimo-sismo/eventos.html>
- Cortez , G., & Sanchez , B. (26 de Noviembre de 2012). Método LRFD. *Ensayo del Método LRFD*. Sonora , Sonora , México: Universidad de Sonora .
- Enciclopedismo. (21 de 05 de 2016). *Cinturón alpino*. Obtenido de Cinturón alpino: <https://enciclopedismo.com/cinturon-alpino/>
- Fratelly, M. G. (11 de 03 de 2010). *Estructuras Sismo Resistentes*. Obtenido de Estructuras Sismo Resistentes: <https://es.scribd.com/document/333536853/ESTRUCTURAS-SISMO-RESISTENTES-MARIA-GRACIELA-FRATELLI-pdf>
- Green, O. (11 de 03 de 2011). *El blog de Oscar con G*. Obtenido de El blog de Oscar con G: <http://oscarcong.blogspot.com/2011/03/terremoto-en-japon.html>
- Guzman , A. (2016). *Análisis de cargas*. Mexico: Comisión de Desarrollo de Nuevas Tecnologías para la Enseñanza de la Arquitectura Facultad de Arquitectura de la UMSNH.
- López , S., & Ayala , G. (16 de Septiembre de 2013). MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS PARA MARCOS DE CONCRETO REFORZADO. *DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS PARA MARCOS DE CONCRETO REFORZADO*. Distrito Federal, México, México, Distrito Federal, México: Revista de Ingeniería Sísmica-Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
- Marrero, L. (1962). La tierra y sus recursos. En L. Marrero, *La tierra y sus recursos* (pág. 187). Madrid, España: Mediterráneo. Obtenido de La tierra y sus recursos.
- MIDUVI. (19 de Agosto de 2014). *habitatyvivienda*. Obtenido de habitatyvivienda: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- MIDUVI. (Septiembre de 2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado*. Obtenido de Habitat y vivienda :

- <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-2-HORMIGON-ARMADO.pdf>
- Norma Ecuatoriana de la Construcción . (2015). *NEC-SE-DS*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-DS.pdf>
- Park, R. &. (2018). *El Cinturón Circumpacífico*. Obtenido de El Cinturón Circumpacífico: <http://www.escuelapedia.com/el-cinturon-circumpacifico/>
- Politécnica. (19 de 04 de 2016). riesgo sísmico de Ecuador. *riesgo sísmico de Ecuador*. Guayaquil, Guayas, Ecuador: <https://www.upm.es/e-politecnica/?p=7358>.
- Quispe, L. (20 de Octubre de 2015). *slideshare.net*. Obtenido de slideshare.net: <https://es.slideshare.net/luis41977826/mtodo-lrfd-publicado-por-luis-quispe-apaza>
- Tirán, A. P. (06 de 2016). *DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO TIPO PARA APARTAMENTOS UTILIZANDO LAS NORMAS NEC 2015*. Obtenido de DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO TIPO PARA APARTAMENTOS UTILIZANDO LAS NORMAS NEC 2015: [file:///C:/Users/Fran/Downloads/CD-7246%20\(1\)\\_unlocked.pdf](file:///C:/Users/Fran/Downloads/CD-7246%20(1)_unlocked.pdf)
- Toscano, D. (12 de Agosto de 2015). Vulnerabilidad sísmica y propuestas de reforzamiento de estructuras de hormigón armado en Guayaquil. *Vulnerabilidad sísmica y propuestas de reforzamiento de estructuras de hormigón armado en Guayaquil*. Saborondon, Guayas, Ecuador: Universidad Espiritu Santo.
- Trogliá, G. (12 de Junio de 2006). *inti.gob.ar*. Obtenido de inti.gob.ar: <http://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/308/comentarios308.pdf>

## **ANEXOS**