

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Ciencias e Ingenierías**

**Diseño de una Estructura de Hormigón con Pórticos  
Resistentes a Momento Según NEC-15**

**Proyecto de Investigación**

**Luis Orlando Corredor Ospina  
Ingeniería Civil**

Trabajo de titulación presentado como requisito  
para la obtención del título de  
Ingeniería Civil

Quito, 18 de diciembre de 2018

**Universidad San Francisco de Quito USFQ**

**Colegio de Ciencias e Ingenierías**

**HOJA DE CALIFICACIÓN  
DE TRABAJO DE TITULACIÓN**

**Diseño de una Estructura de Hormigón con pórticos Resistentes a Momento  
Según NEC-15**

**Luis Orlando Corredor Ospina**

Calificación:

Nombre del profesor, Título académico

Juan Carlos Pantoja Moyano.

Firma del profesor

---

Quito, 18 de diciembre de 2018

## Derechos de Autor

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Firma del estudiante: \_\_\_\_\_

Nombres y apellidos: Luis Orlando Corredor Ospina

Código: 00104102

Cédula de Identidad: 1311914285

Lugar y fecha: Quito, 18 de diciembre de 2018

## **AGRADECIMIENTO.**

Ante todo gracias a mis padres Luis y Martha, quienes fueron indispensables para esta parte de mi vida, también a mi hermano y novia; ya que sin ellos no sería capaz de nada.

Finalmente a esas personas que estuvieron cerca en todo momento dando apoyo, sin esperar nada a cambio.

## RESUMEN

Acorde pasa el tiempo las ciudades se quedan sin espacios para la construcción, en consecuencia, se encarecen los terrenos y las oportunidades de solares para la construcción se vuelven escasas. Por esta razón, es más común ver grandes edificaciones en una superficie limitada por la demanda constructiva. Siendo minucioso en el tipo de estructura es fácil apreciar un común denominador; los sistemas de pórticos son los predilectos para edificar en Ecuador, debido a que son sencillos al momento de analizar sus elementos estructurales. Este último factor se contra pone a lo ocurrido en sismos recientes; destruyendo gran cantidad de edificios predilectamente de sistema estructural aporticado.

Sin embargo, la mayor parte de estos edificios fueron diseñados en promedio 25 años atrás, con las normas anteriores a la reciente Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15); la cual entro en vigencia aproximadamente un año antes del sismo del 16 de abril del 2016. Por esta razón, es importante rescatar que un buen diseño con los requerimientos de la NEC-15, harán la diferencia a la sociedad y la construcción en un futuro evento (Aguiar & Miele Bravo, 2016).

Con el fin de orientar progresivamente el caso de estudio, se lleva a cabo un esquema organizado, comenzando con el análisis de cargas muertas y vivas, predimensionamiento, análisis y diseño de la edificación; teniendo en cuenta la filosofía de diseño sismorresistente, que orienta la configuración y especificación tanto de materiales como criterios sobre el sistema estructural. Con la ayuda del software ETABS (Inc, 2018) programa para analizar edificios en tres dimensiones. Se modela y especifica los múltiples requerimientos necesarios para las vigas, columnas, losas, que se dispone en la NEC-15, reconociendo que este código contiene influencia del código Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers), Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), Asociación Americana del Concreto (*American Concrete Institute ACI*), entre otros; que serán considerados en todo momento.

Como finalidad se plantea el análisis y diseños estructurales, siendo primero el análisis, la sollicitación de esfuerzo y comportamiento de la estructura, y segundo las demandas de hormigón y acero requeridas para la edificación. Con lo cual se podrá tener un criterio significativo, del comportamiento y material necesario para el funcionamiento de la estructura.

## ABSTRACT

According to the passing of time, the cities are left without spaces for construction, consequently, the land becomes more expensive and the opportunity for a building site becomes scarce. For this reason, it is more common to see large buildings on a surface limited by constructive demand. Being thorough in the type of structure it is easy to appreciate a common denominator; the special moment frame are the favorite ones to build in Ecuador, because they are simple when analyzing their structural elements. This last factor is against what happened in recent earthquakes; destroying a large number of buildings, favored by a moment-resisting frame.

However, most of these buildings were designed on average 25 years ago, with the previous standards to the recent Ecuadorian Construction Standard (NEC-15); which came into force approximately one year before the earthquake of April 16, 2016. For this reason, it is important to remember that a good design with the requirements of the NEC-15, will make the difference to society and construction in the future event (Aguilar & Miele Bravo, 2016).

In order to progressively guide the case study, an organized scheme is carried out, beginning with the analysis of dead and living loads, pre-dimensioning, analysis and design of the building; taking into account the seismic design philosophy, which guides the configuration and specification of both materials and criteria on the structural system. With the help of the software ETABS (Inc, 2018) program to analyze buildings in three dimensions. The multiple requirements necessary for the beams, columns, slabs, which are available in the NEC-15 are modeled and specified, recognizing that this code contains the influence of the American Society of Civil Engineers code, Colombian Construction Regulations Earthquake Resistant (NSR-10), American Concrete Association (American Concrete Institute ACI), among others; which will be considered at all times.

As a purpose, the analysis and structural designs are proposed, the analysis being first, the stress effort and behavior of the structure, and second the demands of concrete and steel required for the building. With which it will be possible to have a significant criterion, of the behavior and necessary material for the operation of the structure.

## Tabla de contenido

<b>Capítulo 1: Descripción .....</b>	<b>11</b>
<b>1.1 Introducción.....</b>	<b>11</b>
<b>1.2 Antecedentes.....</b>	<b>12</b>
1.2.1 Antecedente Sísmico en Ecuador.....	13
<b>1.3 Objetivos.....</b>	<b>16</b>
1.3.1 Objetivo General.....	16
1.3.2 Objetivos Específicos.....	16
<b>1.4 Justificación .....</b>	<b>16</b>
<b>Capítulo 2: Marco de Teórico .....</b>	<b>19</b>
<b>2.1 Marco Legal.....</b>	<b>19</b>
<b>2.2 Sistemas Estructurales .....</b>	<b>20</b>
<b>2.3 Configuración Estructural .....</b>	<b>20</b>
<b>2.4 Sistema Porticado Resistente a Momentos .....</b>	<b>20</b>
2.4.1 Criterios de Diseño para Pórticos.....	21
2.4.2 Diseño de la Conexión Viga – Columna.....	21
2.4.3 Filosofía de Diseño Sismorresistente.....	22
<b>Capítulo 3: Diseño Estructural Del Pórtico Resistente A Momento.....</b>	<b>24</b>
<b>3.1 Tipo de Estudio.....</b>	<b>24</b>
<b>3.2 Definición de Proyecto Arquitectónico y Estructural.....</b>	<b>24</b>
<b>3.3 Determinación de Cargas.....</b>	<b>26</b>
3.3.1 Carga Muerta.....	26
3.3.2 Carga Viva.....	27
<b>3.4 Determinación del Corte Basal.....</b>	<b>27</b>
3.4.1 Factor de Zona.....	28
<b>3.5 Distribución de Fuerzas Laterales.....</b>	<b>31</b>
<b>3.6 Predimensionamiento .....</b>	<b>33</b>
3.6.1 Losa.....	33
3.6.2 Vigas.....	34
3.6.3 Columnas.....	36
<b>3.7 Análisis Estructural .....</b>	<b>37</b>
<b>3.8 Dimensiones Finales .....</b>	<b>38</b>
3.8.1 Columnas.....	39
3.8.2 Vigas.....	39
<b>3.9 Revisiones Generales del Edificio .....</b>	<b>39</b>
3.9.1 Modos de Vibración.....	40
3.9.2 Derivas de Piso.....	40
<b>3.10 Diseño Estructural.....</b>	<b>42</b>
<b>3.10.1 Vigas.....</b>	<b>42</b>
3.10.1.1 <i>Diseño a Momento</i> .....	42
3.10.1.2 <i>Diseño a Corte</i> .....	44
<b>3.10.2 Columna.....</b>	<b>46</b>
3.10.2.1 <i>Diseño del Refuerzo Flexo-Compresión</i> .....	46
3.10.2.2 <i>Diseño de Refuerzo de Confinamiento</i> .....	49
3.10.2.3 <i>Diseño a Corte</i> .....	49
3.10.2.4 <i>Diseño de Nudo</i> .....	49
<b>3.10.3 Losas.....</b>	<b>51</b>
<b>3.10.4 Escaleras.....</b>	<b>52</b>
<b>3.11 Conclusiones.....</b>	<b>52</b>
<b>Bibliografía.....</b>	<b>54</b>

<b>Anexo No 1: Peso de Materiales.....</b>	<b>55</b>
<b>Anexo No 2: Diseño de Vigas.....</b>	<b>59</b>
<b>Anexo NO 3: Diseño de Columnas .....</b>	<b>61</b>
<b>Anexo NO 4: Diseño de Escaleras .....</b>	<b>63</b>
<b>Anexo no 5: Detalle de Elementos Estructurales.....</b>	<b>65</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3. 1. Sobre Carga Muerta para Piso de Apartamentos del Edificio. ....	26
Tabla 3. 2. Sobre Carga Muerta para Cubierta del Edificio.....	27
Tabla 3. 3. Carga Muerta de Elemento Losa. ....	27
Tabla 3. 4. Cargas Vivas para Diferente Zonas de la Estructura. ....	27
Tabla 3. 5. Valores de la NEC-15 para el Cálculo del Corte Basal. ....	29
Tabla 3. 6. Periodos Limites de Vibración del Espectro Sísmico.....	30
Tabla 3. 7. Distribución de Corte Basal en Elevación .....	31
Tabla 3. 8. Distribución de Fuerzas Laterales en Sentido X.....	32
Tabla 3. 9 Distribución de Fuerzas Laterales en Sentido Y.....	32
Tabla 3. 10 Dimensiones Preliminares de Secciones de Viga. ....	36
Tabla 3. 11 Dimensiones Preliminares de Secciones de Columna. ....	36
Tabla 3. 12 Dimensiones Finales de Columnas Obtenidas por la Modelación de ETABS. ....	39
Tabla 3. 13 Dimensiones Finales de Vigas Obtenidas por la Modelación de ETABS. ....	39
Tabla 3. 14 Participación Modal de la Estructura. ....	40
Tabla 3. 15 Derivas de Piso en Ambas Direcciones de la Edificación. ....	41
Tabla 3. 16 Datos de Diseño a Flexión para Vigas Internas Eje C. ....	44
Tabla 3. 17 Datos de Diseño a Cortante para Vigas Internas Eje C. ....	45
Tabla 3. 18 Datos y Resultado del Comportamiento a Flexión-Biaxial. ....	48
Tabla 3. 19 Datos de las Cargas Axiales a Flexión-Biaxial.....	48
Tabla 3. 20 Datos de para Obtener los Momentos de Diseño de la Losa y los Momentos de Diseño.....	51
Tabla 3. 21 Área de Refuerzo y Diámetros de Varilla para Nervios. ....	52

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. 1 Cinturón de Fuego del Pacífico .....	13
Figura 1. 2 Epicentros de los terremotos mayores a 6.5 grados en Magnitud Richter, desde 1900 hasta el 2017 ocurridos en Ecuador.....	15
Figura 2. 1 Mecanismo Idealizado de Viga Flexible. ....	22
Figura 3. 1 Implantación del Edificio de Estudio. ....	25
Figura 3. 2. Elevación del Edificio de Estudio. ....	26
Figura 3. 3. Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	29
Figura 3. 4. Espectro de Diseño para San Lorenzo, Esmeraldas. ....	30
Figura 3. 5 Cortante Basal del Edificio Obtenido por el programa de modelación en Dirección X.....	31
Figura 3. 6 Distribución de Fuerzas Laterales en Sentido X. ....	32
Figura 3. 7 Distribución de Fuerzas Laterales en Sentido Y. ....	33
Figura 3. 8 Distribución de Elementos Estructurales en el Programa de Modelación ETABS. ....	39
Figura 3. 9 Derivada Reducida por Cortante Estático en Dirección X.....	41
Figura 3. 10 Derivada Reducida por Cortante Estático en Dirección Y.....	42
Figura 3. 11 Diagrama de Momentos en Vigas Internas de eje C. ....	43
Figura 3. 12 Distribución de Diámetro de Varillas en la Viga Interior de Eje C.....	44
Figura 3. 13 Diagrama de Cortante en Vigas Internas de eje C.....	45
Figura 3. 14 Distribución de Estribos en la Viga Interior de Eje C. ....	45
Figura 3. 15 Curva de Interacción de la Columna en el Eje C-3. ....	47
Figura 3. 16 Coeficiente $K_n$ para Flexión Biaxial de Columna Eje C-3. (McCormac & Brown, 2016).....	48

# CAPITULO 1: DESCRIPCION

## 1.1 Introducción

Teniendo en cuenta que el sector constructivo es importante en la economía del país, debido a que es uno de los sectores estratégicos más importantes para el desarrollo de Ecuador. Es imprescindible edificar de manera profesional, estructuras que albergan vidas humanas a lo largo de un periodo; lo cual contrasta con el sismo ocurrido el 16 de abril del 2016 (16A). En efecto es un impacto fuerte a la sociedad; como bien mostraron las medidas de la ley solidaria con el fin de recaudar fondos para las ciudades afectadas.

En la construcción existen varios sistemas para construir un edificio, siendo hoy en día más comunes los sistemas estructurales de hormigón armado. No obstante, se tiende a ir con facilidad por lo más básico y tradicional; lo que ciertamente se comprende como una de las estructuras más utilizadas, sin duda el sistema comprendido de vigas y columnas (Sistema de Pórtico); el cual acorde con la investigación de (Aguiar & Mieles Bravo, 2016) donde analizan edificios que colapsaron por el terremoto del 16A, se puede apreciar en el informe la gran cantidad de edificios que colapsaron; siendo el sistema de pórtico el factor común utilizado.

Sin embargo, para la redacción del código NEC-15 se reunió a varios especialistas en la materia; dando como resultado un reglamento más estricto en base a información actualizada. Esto queda en evidencia en los diferentes reglamentos predecesores al actual código, en donde las características de confinamiento eran más permisivas, se enfatiza en el estudio de análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el terremoto del 16 d abril de 2016 (Aguiar & Mieles Bravo, 2016); donde se estipula que hubo cambio en criterios de espaciamiento entre las nomas ACI 318-95 y ACI 318-05, códigos necesarios para analizar y diseñar en tiempos pasados. Es por ello que la gran mayoría de edificios

aportados sucumbieron al sismo, debido al mal diseño por falta de información de la época.

Hoy en día en el país la construcción esta regularizada por varias normas, sobre todo por el capítulo sismo resistente, tema de suma importancia que se requiere en una estructura; y en la cual se basa mayormente el caso de estudio. Estos reglamentos tienen como objetivo direccionar y certificar el procedimiento a seguir, para garantizar diversos tipos de análisis y diseño de las estructuras; orientados y sustraídos del código Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers), Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), Asociación Americana del Concreto (*American Concrete Institute* ACI), entre otros.

El estudio es el análisis y el diseño de un edificio de pórtico resisten a momento. El caso de estudio se localiza en la ciudad de San Lorenzo; zona de alta sismicidad debido a varios antecedentes de eventos sísmicos, usando la norma de resistencia sísmica del país.

Como resultado de la estructura, se obtiene los criterios, análisis, diseño y materiales necesarios para la construcción de un edificio con la norma ecuatoriana, más adelante se plantea y explica la metodología de investigación, para lograr los objetivos del caso, además de los recursos utilizados en el desarrollo.

## **1.2 Antecedentes**

Ecuador se encuentra en una región de actividad volcánica elevada; producto de fenómenos naturales que producen sismos y rasgos característicos como la cordillera de los andes. Esto debido a la interacción entre la placa de Nazca y la placa Sudamérica, donde la primera se sumerge sobre la segunda; actividad conocida como subducción, acumulando grandes cantidades de energía por varios años, en efecto esta fuerza es

liberada en un corto plazo de tiempo, dando como resultado un terremoto (Rivadeneira , y otros, 2007).

Esta clase de eventos son frecuentes en zonas específicas, lo cual se puede constatar a través de los diversos países por donde atraviesa el cinturón de Fuego como se indica en la figura 1.1; este anillo se extiende por alrededor de 40.000 km y libera aproximadamente el 75% de energía sísmica total en el mundo. En lo que actividad sísmica respecta, esta zona alberga el 90% de los sismos reportados a nivel global (elnuevodiario, 2018).

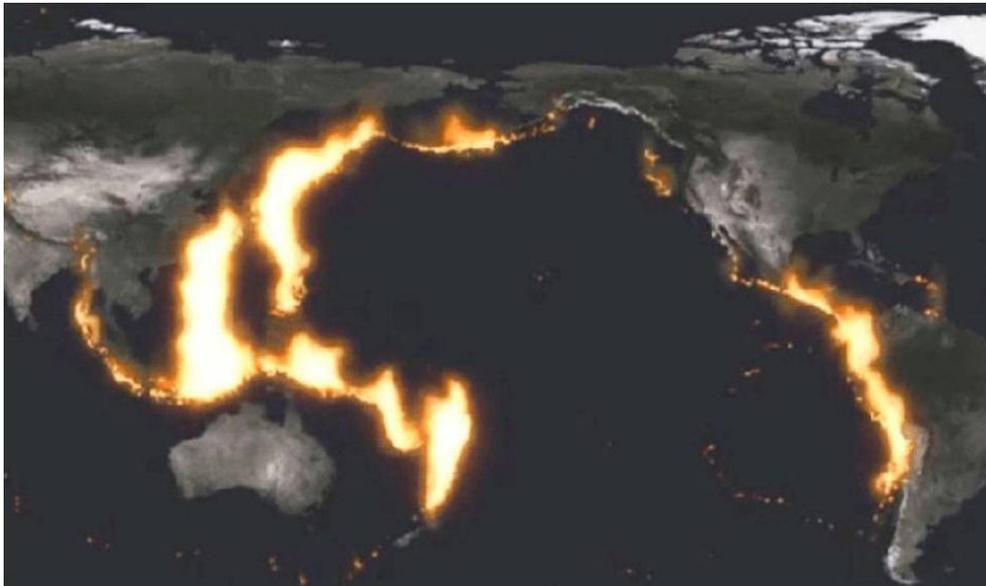


Figura 1. 1 *Cinturón de Fuego del Pacífico*

Fuente: (elnuevodiario, 2018)

### **1.2.1 Antecedente Sísmico en Ecuador.**

La sismicidad en Ecuador, ha quedado marcada tanto por la zonificación en donde pasa, como las tragedias y pérdidas de vida que deja a su paso. Como remarca en el artículo de Terremotos mayores a 6.5 en la escala de Richter ocurridos en Ecuador desde 1900 hasta 1970, en donde habla que la sismicidad en Ecuador se reactiva cada 50 años, con

sismos alrededor de 8 grados en magnitud Richter (Moncayo, Mora, Montenegro, Cordova, & Velasco, 2017).

Una de las zonas más proclives a los sismos es el sector de la costa, que ha registrado la mayor parte de grandes sismos en Ecuador como muestra la figura 1.2, de los cuales el primero con registro fue en Esmeraldas, en el año de 1906; con una magnitud de Richter de 8.8, fenómeno que según reportes locales causo grandes olas y dejo miles de afectados. Poco tiempo después en 1933 en el Sector de Santa Elena; con magnitud de 6.9 en la escala de Richter, seguido en 1942 en la provincia de Manabí en Pedernales; un sismo de 7.8 en la escala de Richter. Continuando en la historia se registraron múltiples sismos tanto en la costa como en la sierra. No obstante, con un patrón en común de sismos con mayor magnitud en la costa; además de suceder un sismo con similares características en idénticos lugares. Llegando a uno de los más importantes de los últimos años, en 2016 en el sector de Pedernales, el cual arraso toda la parte de la costa a lo largo y ancho del Ecuador; llegando a causar daños en provincias de Loja y el Oro, zonas situadas en la frontera con Perú.

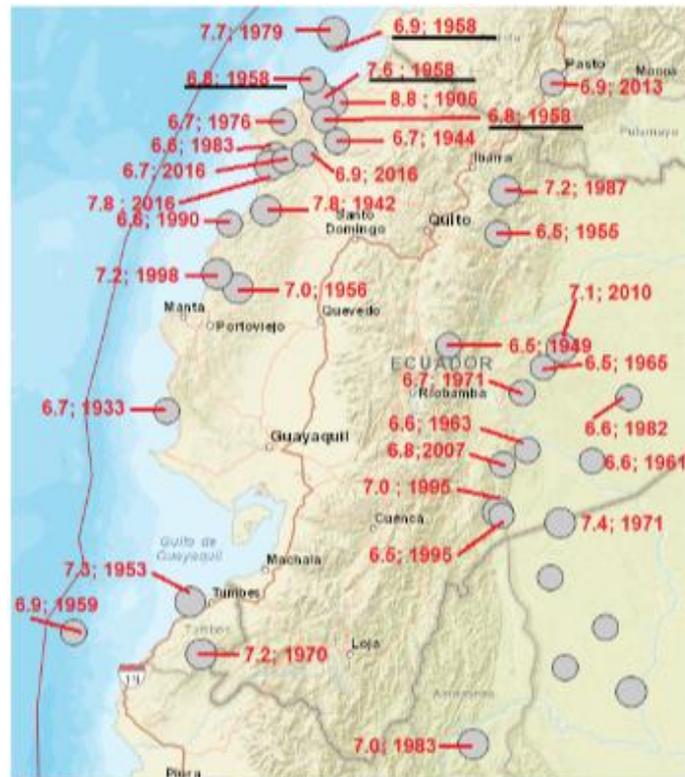


Figura 1. 2 Epicentros de los terremotos mayores a 6.5 grados en Magnitud Richter, desde 1900 hasta el 2017 ocurridos en Ecuador.

Fuente: (Moncayo, Mora, Montenegro, Cordova, & Velasco, 2017)

La historia sísmica parece no trastocar el sector constructivo en el Ecuador, pues el sismo de 2017 en Pedernales dejó varias ciudades devastadas estructuralmente; debido al colapso de edificios y viviendas, pese a que los ciudadanos aun recordaban los anteriores eventos locales. Una de las principales causas habladas en una conferencia de Colegios de ingeniero; al poco tiempo de este trágico hito, hacen referencia la calidad de los materiales, falta de criterio sísmo resistente y a la intervención ilegal de las construcciones. Es por esto que este es un factor importante en este estudio.

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivo General**

Realizar el estudio técnico del análisis y diseño estructural de edificaciones de hormigón reforzado, utilizando un sistema estructural de pórtico.

### **1.3.2 Objetivos Específicos**

- Aclarar las propiedades del sistema estructural, en lo que al análisis y diseño de edificación en hormigón reforzado corresponde.
- Delimitar criterios válidos para el análisis y diseño de la construcción.
- Desarrollar el análisis y diseño estructural del pórtico ya descrito para una ciudad de Ecuador, aplicando el reglamento ecuatoriano.
- Analizar los resultados para el edificio.

## **1.4 Justificación**

En disposición a su soberanía e independencia, cada país ejerce su derecho a reglamentar normas afines a las necesidades y al momento. Estas reformas se dan con el fin de regular y salvaguardar la integridad de las personas.

Para Ecuador el comienzo de la normalización comenzó en los años 1951, donde se emite un código nacional, procedente de la destrucción de Ambato y Riobamba; lo cual dejó miles de muertos y heridos, este código explicaba los lineamientos básicos sismo resistentes; siendo obligatorio en 1952 para todo el país. Años después en Esmeraldas un movimiento sísmico ocurre en abril de 1976, dejando claro por medio de investigaciones técnicas que no fue aplicado el código, con la existencia de falencias (Nienhuys & Naranjo , 1976).

De modo que, un nuevo código se preparó en base al ACI 318-71 (American Concrete Institute) y adaptó a la realidad el Ecuador, en total son 21 capítulos y un anexo sobre construcción sismo resistente. Este documento se publicó oficialmente en junio de 1977; bajo el registro oficial No 369, dando como nombre a las dos partes del código Ecuatoriano de la Construcción “Requisitos de Diseño” y “Requisitos de Construcción. Hormigón Armado”, esto se llevó a cabo por medio del Instituto Ecuatoriano de Normalización. (INEN)

Para 1992 mediante decreto ejecutivo, se crea el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), con el objetivo de contribuir al desarrollo de políticas, planes, programas, regulaciones y proyectos de construcción; con el fin de garantizar un sistema de Asentamientos Humanos. (Valencia, 2015)

Tras el sismo de agosto de 1998 de Bahía de Caráquez, el cual, dejó miles de damnificados y daños a edificaciones, dando como resultado varias investigaciones y la redacción de un capítulo, quedando oficialmente integrado al CEC 2001 llamado “Peligro Sísmico, espectro de diseño y requisitos mínimos de cálculo para el diseño sismo resistente”, siendo este actualizado en 2002 únicamente.

Mas tarde en 2008 el MIDUVI, mediante varios convenios con la Cámara de la Construcción de Quito, con el fin de elaborar los nuevos capítulos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). Tres años después en 2011, el MIDUVI decide crear el comité ejecutivo de la NEC mediante decreto ejecutivo No 705, ente encargado de expedir la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Este nuevo código tras varios años en investigación, redacción, revisión y legalización, fue oficializado mediante acuerdo ministerial No 28 de agosto del 2014 (Vivienda, 2018)

En el campo de la construcción es importante realizar un buen análisis y diseño, bajo la correcta ejecución de las normas; dando como resultado, que la estructura cumpla con los principios de sismo resistencia los cuales son: ductilidad, amortiguamiento, resistencia, hiperstaticidad. Estos lineamientos son esenciales para garantizar la disipación de energía, en un posible evento sísmico; con el fin de proteger las vidas de los ocupantes de las edificaciones. (Preguntas y Respuestas Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2018)

Debido a que el país tiene una cantidad importante de proyectos, y edificaciones que realizar para la reconstrucción de las zonas afectadas, podríamos potenciar este caso para estudiar, analizar y diseñar una estructura de hormigón armado para construcción de sismo resistencia. Con el fin de evaluar los requerimientos necesarios, tanto en el análisis como en el diseño de la estructura.

De esta manera se pretende dar origen y sustento a más investigaciones académicas, tanto nacionales como internacionales para fomentar el interés y estudio de sismo resistencia; en post de dar mejores conocimientos a las/los nuevos y antiguos profesionales. Cabe recalcar que este estudio no tiene como finalidad dar una aseveración directa, de que el sistema estructural elegido es más completo o mejor adaptado, ni a su vez más estricto o más permisivo; sino dar un conocimiento general para fomentar el interés investigativo.

## CAPITULO 2: MARCO DE TEORICO

### 2.1 Marco Legal

La norma actual de construcción del Ecuador, comenzó con la institucionalidad del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI) en 1992, debido a que fue este ente con la adición de la cámara de la construcción; en el Mandato del Economista Rafael Correa, para elaborar el nuevo código de la construcción, a través de gestión y coordinación de Comités Técnicos Especializados a partir de 2008. Las entidades públicas y privadas, el colegiado académico y de investigación fueron de indispensable ayuda para poder lograr los 11 capítulos. Lo cual fue encargado en 2011, bajo decreto ejecutivo 705; a conformarse el comité ejecutivo de la norma ecuatoriana de la construcción, el cual estipula.

Expedir la norma que contempla los requisitos mínimos que deben observarse al momento de realizar los diseños, al construir y controlar la ejecución de obras y estará orientada a promover la necesidad de mejorar la calidad de las edificaciones y sobre todo a proteger la vida de la gente. (Valencia, 2015)

Es de esta manera que en agosto del 2014 con decreto 28, fueron aprobados los primeros seis capítulos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, los cuales son “NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)” “NEC-SE-DS: Cargas Sísmicas y Diseño Sismo Resistente” “NEC-SE-RE: Rehabilitación Sísmica de Estructuras” “NEC-SE-GM: Geotecnia y Diseño de Cimentaciones” “NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado”” NEC-SE-MP: Estructuras de Mampostería Estructural”; estos capítulos se oficializan el 26 agosto de 2014, dando publicación en el registro oficial. Esta norma se le adicionan 4 capítulos más el 24 de noviembre del 2014 mediante acta por el comité ejecutivo de la NEC. (Valencia, 2015)

## **2.2 Sistemas Estructurales**

La configuración de una edificación, depende de la agrupación de elementos separados por su ubicación, esto se le considera como sistema estructural. Tiene el fin de lidiar de la mejor manera con las reacciones, las cuales, se somete por el medio.

La diferencia que existe entre los diferentes sistemas estructurales, son tanto de sus elementos como de su configuración; y la manera en la que reaccionan a las solicitaciones que reciben. Para esto, es pertinente escoger un sistema adecuado a lo necesario para el caso de diseño; seguido por su configuración.

## **2.3 Configuración Estructural**

La configuración es la organización, distribución y posición de los elementos estructurales; que aportan resistencia a la armadura. Este factor es importante, puesto que, dependiendo de la disposición de elementos estructurales, como no estructurales; repercuten directamente en el proceder de la estructura, debido a en eventos catastróficos.

El conocimiento del sistema estructural es un aspecto primordial, puesto que, de esto depende el concepto arquitectónico, parte fundamental de la edificación al momento de considerar a la estructura más estable y de comportamiento sísmico apropiado.

## **2.4 Sistema Porticado Resistente a Momentos**

Armadura Estructural que consiste de columnas y vigas que tienen uniones rígidas, carece de juntas articuladas. Las deformaciones, los momentos y cortantes en el sistema son producidos por las cargas axiales; es una estructura estáticamente indeterminada. Por su lado un pórtico a momento especial, es una edificación capaz de resistir efectos de sismos por medio de sus elementos estructurales (pórtico resistente a momentos). En esta clase de estructuras reforzadas son esenciales los requerimientos de materiales, proporción de miembros, detalle, construcción e inspección; lo que da lugar a la capacidad de resistir fuertes sacudidas de sismos sin perdida critica ductilidad o resistencia.

El uso del pórtico es generalmente requerido como un sistema de sismo resistencia, cuando se desea una flexibilidad en la arquitectura programada. Permite que el marco experimente con seguridad altas deformaciones inelásticas para diseño sísmico alto; dando como

resultado pequeñas fuerzas de diseño sísmico. Si se repitan los requerimientos del marco el comportamiento cumpliría con ser dúctil. La desventaja de este sistema sería que usualmente no es el más barato para construir. (Moehle, 2015, pág. 647)

#### **2.4.1 Criterios de Diseño para Pórticos.**

Experiencias del pasado con sismos, mediante pruebas de laboratorio y estudios analítico; sugiere aplicar ciertos criterios de diseño, que aseguran para que la estructura tenga un comportamiento inelástico sin decaer la resistencia.

- Diseño de columna fuerte viga débil.
- Detalle de la viga y columnas para responder dúctil a flexión.
- Evitar los modos de falla frágiles como axial, corte, conexión y empalme.
- Evitar la interacción de componentes no estructurales.

#### **2.4.2 Diseño de la Conexión Viga – Columna.**

El diseño de nudo en donde ambos elementos convergen, es una característica importante de diseñar; más aún en un entorno de alto riesgo sísmico, y que carece de muros para atenuar dicha carga.

Los sistemas de pórtico, deben ser idóneo de resistir las cargas más desfavorables; para que sean redireccionados a los nudos, y a su vez a los soportes de la estructura. De esta forma la integridad y firmeza no corren riesgo de decaer.

La distribución de daño de un edificio al momento de balancearse por un sismo, depende de la distribución de la deriva lateral. Si la columna es débil, las derivas se concentran en un o pocos pisos (figura 2.1 a). Si se provee a la columna de rigidez suficiente y sección fuerte sobre el alto del edificio, la deriva será uniformemente

distribuida; con lo cual el daño se reducirá (figura 2.1 c). Finalmente, si el momento de esfuerzo de la columna excede el esfuerzo de momento de la viga en el nudo por un pequeño margen, es posible que el edificio desarrolle rotulas en varias historias (figura 2.1 b). (Moehle, 2015)

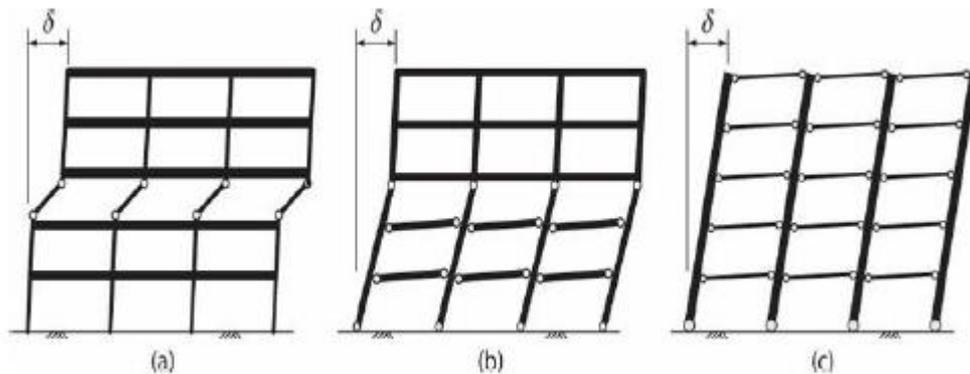


Figura 2. 1 *Mecanismo Idealizado de Viga Flexible.*

Fuente: (Moehle, 2015)

Puntos claves en el confinamiento del diseño de la conexión Viga – Columna:

- Proveer de mayor resistencia al área efectiva del nudo, lo cual optimiza la capacidad de deformación.
- Se desestima el pandeo de las barras longitudinales de la columna.

### 2.4.3 Filosofía de Diseño Sismorresistente.

Gran parte de los códigos que tratan de diseño sismo resistente recomienda una filosofía o pensamiento establecido, con el fin de salvaguardar vida humanas ante eventos adversos de importancia. Un factor especial para el diseño es la probabilidad de 10% de que un evento sísmico suceda en al menos 50 años; lo que equivaldría un sismo de similares características suceda en 475 años. Para que esto suceda se debe tomar en cuenta unos aspectos mínimos, que se resaltan en la Norma De Sismo Resistencia

(Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Camara de la Industria de la Construcción., 2015)

Para estructuras de ocupación común.

- En presencia de terremotos pequeños y frecuentes, se debe impedir los daños de elementos estructurales como no estructurales a lo largo de la vida útil de la edificación.
- En presencia de terremotos medianos y poco frecuentes, se debe impedir los daños graves de elementos estructurales y manejarlos daños no estructurales a lo largo de la vida útil de la edificación.
- En presencia de terremotos fuertes y extrañamente frecuentes, se debe prevenir el colapso de la estructura a lo largo de la vida útil de la edificación, intentando mantener la integridad física de los ocupantes.

Para cumplir la filosofía de diseño es obligatorio que la estructura cumpla con los siguientes requerimientos:

- Tener capacidad suficiente para resistir las fuerzas que estipula la norma.
- Mantener las derivas de piso por debajo de lo permitido ante cargas de diseño.
- Permitir la dispersión de energía de deformación inelástica por medio de las técnicas de diseño a capacidad, o de ser el caso utilizar disipadores de energía sísmica.

## **CAPÍTULO 3: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO**

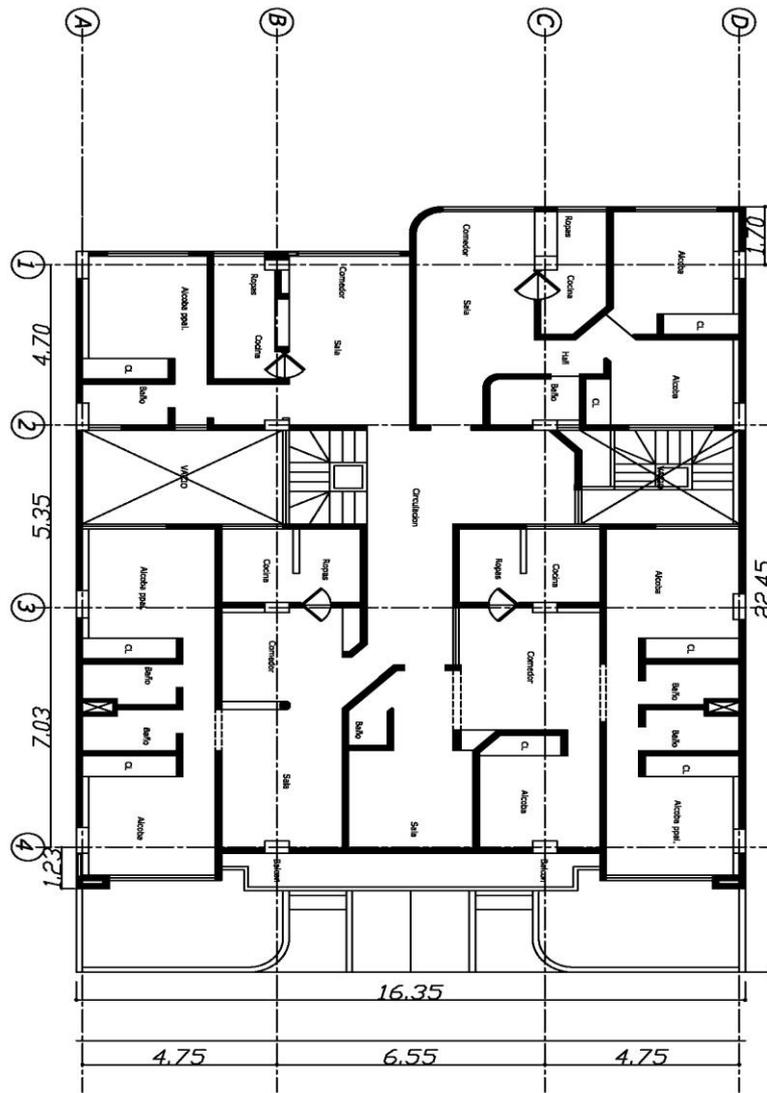
### **3.1 Tipo de Estudio**

En la investigación se analiza y mide de manera cuantitativa los principales resultados de diseño y análisis de la estructura.

### **3.2 Definición de Proyecto Arquitectónico y Estructural**

El edificio consiste de cinco pisos y una cubierta de teja, denotando dos tipos de plantas; el primero se conforma de cuatro apartamentos, dos con balcón, además de dos escaleras y el segundo únicamente de cubierta, cada piso se eleva con una altura uniforme de 2.8 metros; dando un total de 16.8 metros desde el nivel de la calle. Su forma básica es rectangular con medidas 15.95 metros de frente por 20.03 metros de fondo. En la Figura No3.1 y Figura No3.2 se muestra la implantación y elevación, esta estructura se utiliza para el pórtico resistente a momentos; ya mencionada anteriormente. Para el estudio se investiga el sector de la costa en la provincia de Esmeraldas, ciudad de San Lorenzo, con un suelo tipo E. La estructura tiene un carácter residencial.

La armadura se constituye de dos secciones de columnas y varias secciones de vigas descolgadas. Las escaleras se calculan por separado, siendo esta estructura añadida como peso; con el fin, de impedir el aporte de rigidez a la estructura. La losa es aliviada con casetones removibles.



PLANTA TIPO  
Escala 1 : 50

Figura 3. 1 Implantación del Edificio de Estudio.



Figura 3. 2. Elevación del Edificio de Estudio.

### 3.3 Determinación de Cargas

#### 3.3.1 Carga Muerta.

La carga muerta que corresponde al edificio son los elementos estructurales; siendo estos las vigas, Columnas, Escaleras, losas, entre otros. Los cuales el programa estima de manera automática como peso propio. No obstante, el sobre peso o peso adicional como: baldosas, enlucidos, paredes, entre otros; deben ser definidos para que sean tomados en cuenta como muestran las figuras 3.1 y 3.2. Estos pesos se encuentran en la norma NRS-10 y en el Anexo 1, para mayor información.

Sobrecarga	Peso ( $ton/m^2$ )
Cielo Falso	0,0182
Instalaciones	0,0220
Mampostería	0,1521
Recubrimiento	0,0485
Baldosa	0,0683
Total	0,3092

Tabla 3. 1. Sobre Carga Muerta para Piso de Apartamentos del Edificio.

Sobrecarga	Peso ( $ton/m^2$ )
Cielo Falso	0,0182
Instalaciones	0,0220
Cubierta	0,0168
Recubrimiento	0,0000
Baldosa	0,0000
Total	0,0570

Tabla 3. 2. *Sobre Carga Muerta para Cubierta del Edificio.*

Carga Muerta	Peso ( $ton/m^2$ )
Losa de Compres.	0,1323
Nervios	0,1905

Tabla 3. 3. *Carga Muerta de Elemento Losa.*

### 3.3.2 Carga Viva.

El valor de carga viva se toma como requerimiento del capítulo de las cargas no sísmicas de la NEC-15; en donde zonas de residencias y para corredores o escaleras de emergencia el valor a tomar difiere uno del otro como se muestra en la tabla a continuación.

Carga Viva	Peso ( $ton/m^2$ )
Particular	0,225
Balcon	0,54
Cubierta	0,07

Tabla 3. 4. *Cargas Vivas para Diferente Zonas de la Estructura.*

## 3.4 Determinación del Corte Basal

El cálculo del corte basal de diseño, se obtiene mediante el capítulo de peligro sísmico en la sección 6.3.2; con la siguiente formula. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Camara de la Industria de la Construcción., 2015)

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_E} W \quad (1)$$

$$S_a = \eta Z F_a \quad (2)$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (3)$$

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (4)$$

Donde:

V es el cortante de diseño.

I es el factor de importancia de la estructura.

$S_a(T_a)$  es el espectro de diseño en aceleración.

W es la carga sísmica reactiva.

R es el factor de reducción de resistencia sísmica.

$\phi_p$  y  $\phi_E$  son coeficientes de configuración en planta y elevación.

Z es la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño (g).

$F_a$  coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. (Aceleración)

$F_s$  es el coeficiente de amplificación de suelo. Comportamiento no lineal de los suelos.

$F_d$  es el coeficiente de amplificación de suelo. (Desplazamiento)

$\eta$  razón entre la aceleración espectral y PGA para el periodo de retorno.

$T_c$  es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleración.

T es el periodo de la estructura.

$C_t$  y  $\alpha$  son coeficientes que depende del tipo de edificio.

$h_n$  es la altura máxima de la edificación.

### 3.4.1 Factor de Zona.

El capítulo de Peligro Sísmico de la NEC, se categoriza a Ecuador en 6 zonas; este valor representa la fracción de aceleración en roca del sismo de diseño. En donde Esmeraldas se encuentra en la zona más alta. El mapa de zonas sísmicas del Ecuador se muestra en la figura 3.3, este resultado se da para un 10% de excedencia en 50 años. Este factor junto con el suelo da gran parte de los datos necesarios para obtener el cortante basal

como muestra la tabla 3.5 y 3.6; valores necesarios para las fórmulas antes mencionadas.

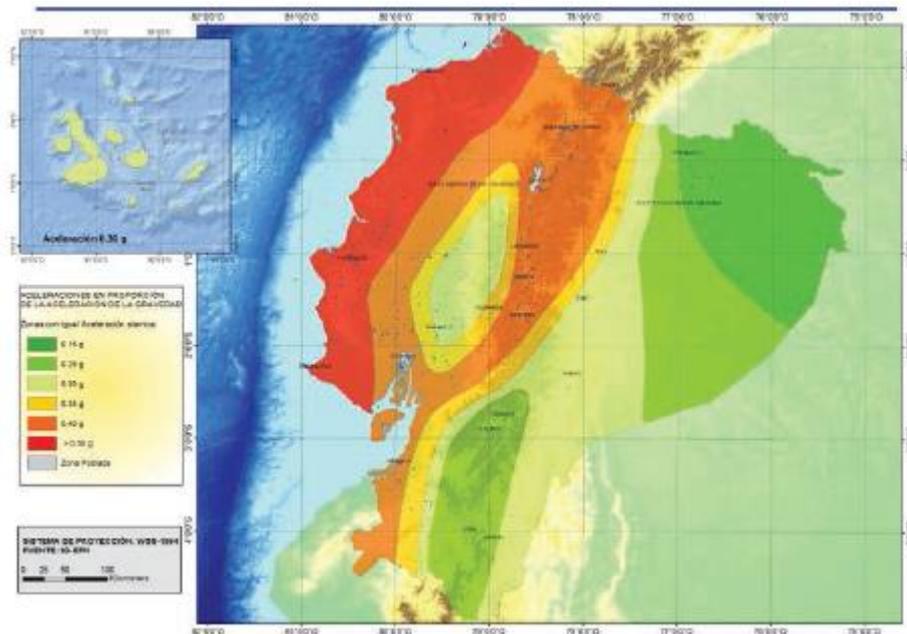


Figura 3. 3. Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Camara de la Industria de la Construcción., 2015)

A continuación, se muestra los datos necesarios para obtener los valores del espectro de diseño, los cuales se ingresan en el programa de modelación. Además, se utiliza para encontrar la aceleración espectral de la estructura y con ello el cortante del edificio.

Datos para Corte Basal			
Z	0,50	Fa	0,85
I	1,00	Fd	1,50
R	8,00	Fs	2,00
$\phi_P$	1,00	$\eta$	2,48
$\phi_E$	1,00	hm	16,80
Suelo	E	Ct	0,06
r	1,50	$\alpha$	0,90

Tabla 3. 5. Valores de la NEC-15 para el Cálculo del Corte Basal.

Periodos del Espectro Sísmico	
To	0,353
Tc	1,941
TL	3,600

Tabla 3. 6. *Periodos Limites de Vibración del Espectro Sísmico.*

$$T_a = 0.7 \text{ s}$$

$$S_a(T_a) = 1.05 \text{ (g)}$$

$$V = 9.354\% W$$

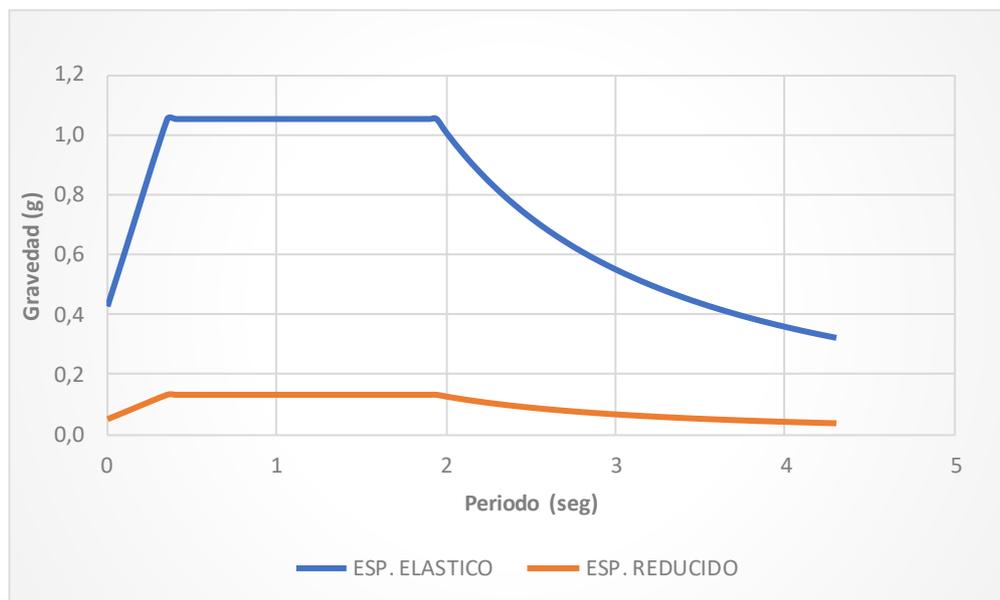


Figura 3. 4. *Espectro de Diseño para San Lorenzo, Esmeraldas.*

Con el valor de espectro en aceleración, a causa del dato del periodo de la estructura; se procede a utilizar la ecuación número uno, de modo que tenemos el principal requerimiento para conseguir la tabla 3.7, donde apreciamos los valores de cortante basal por piso. Estos datos son similares a los alcanzados en la figura 3.5; lo cual se logra del programa de modelación.

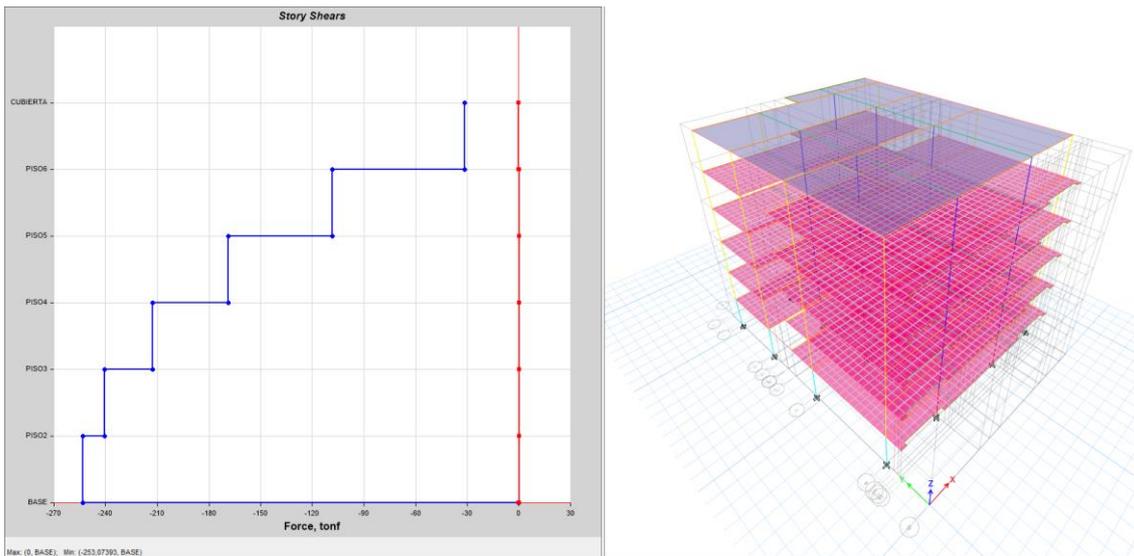


Figura 3. 5 Cortante Basal del Edificio Obtenido por el programa de modelación en Dirección X.

Fuente: (Inc, 2018)

Piso	Nivel (m)	Area ( $m^2$ )	$h_i$ (ton)	$w_i$ (ton)	$w_i, h_i^k$ (ton.m)	$F_i$ (ton)	$V_i$ (ton)
PB	Nv. + 00,00	276	0	0	0	0	0
Piso 2	Nv. + 02,80	276	3	527	1644	14	259
Piso 3	Nv. + 05,60	276	6	527	3536	30	245
Piso 4	Nv. + 08,40	276	8	527	5535	46	215
Piso 5	Nv. + 11,20	276	11	527	7606	63	169
Piso 6	Nv. +14,00	276	14	527	9733	81	106
Cubierta	Nv. + 16,80	288	17	131	2951	25	25
Total		1667	17	2766	31006	259	

Tabla 3. 7. Distribución de Corte Basal en Elevación

$$V = 259 \text{ ton}$$

### 3.5 Distribución de Fuerzas Laterales

Una vez se tiene el modelo y analiza los pasos anteriores, debemos hacer un ajuste al cortante basal dinámico de ser el caso; en la NEC-15 se estipula que el valor del cortante dinámico no puede ser menor al 80% (estructura regular) del cortante basal estático. Comparando los resultados se tiene un porcentaje de 83%; lo cual está dentro del parámetro para estructura regular. No obstante, para el diseño de los elementos se toma el caso más adverso, siendo este el sismo estático, por lo que esta parte es únicamente demostrativa.

Location	Vu (ton)
VA-	29
VA'-	30
VB-	29
VB'-	38
VC-	30
VC'-	32

Tabla 3. 8. *Distribución de Fuerzas Laterales en Sentido X.*

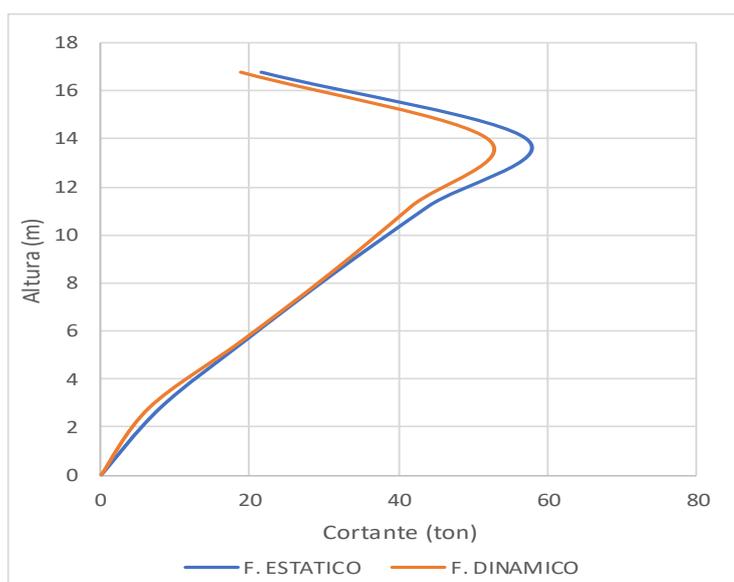


Figura 3. 6 *Distribución de Fuerzas Laterales en Sentido X.*

En el otro eje el edificio presenta valores similares pero que difieren en la base, no obstante, el porcentaje entre las dos fuerzas es la misma que el caso anterior; por lo que este modelo pasa el valor admisible entre corte estático y dinámico.

PISO	H (m)	M. ESTÁTICO			M. DINÁMICO	
		VE acum (t)	VE (t)	0.85*VE (t)	VD acum (t)	VD (t)
CUBIERTA	17	31	31	26	22	22
PISO6	14	107	76	65	82	60
PISO5	11	167	59	51	133	51
PISO4	8	210	43	37	172	39
PISO3	6	238	28	24	198	26
PISO2	3	250	12	10	209	10
PB	0	250	0	0	209	0

Tabla 3. 9 *Distribución de Fuerzas Laterales en Sentido Y.*

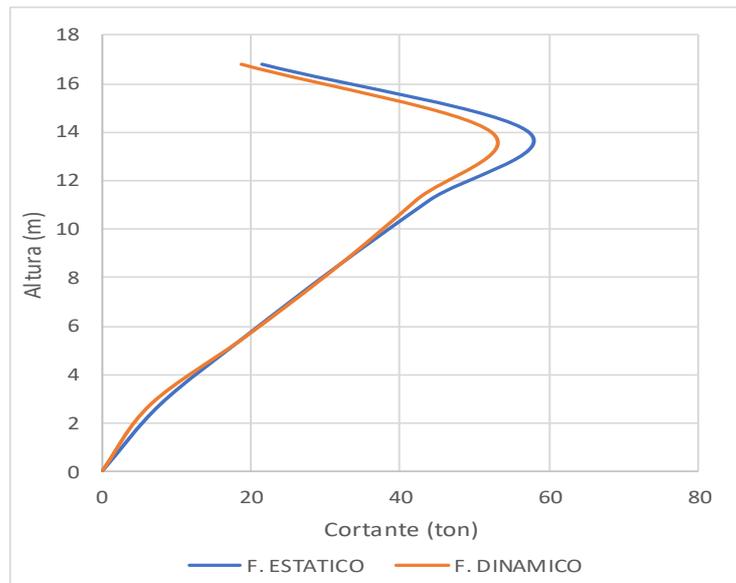


Figura 3. 7 Distribución de Fuerzas Laterales en Sentido Y.

### 3.6 Predimensionamiento

Para que se pueda modelar el edificio, se necesita tener dimensiones aproximadas necesarias de los elementos estructurales, lo cual depende de las necesidades del diseño arquitectónico y de un análisis de carga.

#### 3.6.1 Losa.

Para calcular el espesor mínimo para losa maciza, utilizamos la ecuación de la tabla 8.3.1.2 de la ACI 318-14; en la cual escogemos un  $\alpha_{fm} > 2$ . Se toma esta parte de la formula, debido a que es la más crítica y da mayor peralte de la losa.

$$h_{min} = \frac{l_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} > 90mm \quad (5)$$

Donde:

$l_n$  es la dirección en la luz libre más larga.

$f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero.

$\beta$  es la relación entre la luz libre larga y la luz libre corta.

$\alpha_{fm}$  es el valor promedio  $\alpha_f$  para todas las vigas en el borde de un panel.

$\alpha_f$  es la relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa.

Usando la ecuación número uno explicada anteriormente, se obtiene el espesor mínimo para controlar la deflexión de la losa:

$$h_{\min} = 16.94 \text{ cm} > 9\text{cm}$$

Como se explica anteriormente, este espesor es para losa maciza; de modo que, por medio de equivalencia se escoge una losa nervada de una altura de 20 cm, ancho de nervios de 10 cm con casetones removibles de 40 X 40 cm, y un espesor mínimo de la losa de compresión de 5 cm.

### 3.6.2 Vigas.

Para el diseño de las vigas, se toma en cuenta el peso que esta soporta; como se muestra en la tabla 3.1, 3.2 y 3.3 de cargas muertas y vivas. Se analiza una combinación de carga crítica como se explica en la parte de análisis estructural, con el fin de obtener una carga distribuida en la sección de la viga que se requiere analizar. Para obtener el momento que soporta la viga, se recurre a la tabla 6.5.2 de la ACI 318-14, dependiendo del vano que se requiere dimensionar. De esta manera se toma la siguiente formula.

$$M_{neg} = \frac{wu ln^2}{12} \quad (6)$$

Se determina el momento máximo que soporta la viga. Para lo cual tomamos el 75% de momento total que se distribuye al momento negativo. Se toma el momento negativo debido a que en flexión es el momento más grande.

$$wu = 1.118 \frac{tonf}{m^2}$$

Para proceder a obtener las medidas de la sección, utilizamos la siguiente formula.

$$M_n = \phi \cdot R_n \cdot b \cdot d^2 \quad (7)$$

Donde:

$M_n$  es el momento nominal.

$\phi$  es el factor de reducción de resistencia a flexión.

$R_n$  es el factor de resistencia a flexión.

$b$  es la base de la viga.

$d$  es el peralte efectivo de la viga.

$$R_n = \rho \cdot fy \cdot \left( 1 - 0.588 \cdot \frac{\rho \cdot fy}{f'c} \right) \quad (8)$$

Donde:

$\rho$  es la cuantía de refuerzo. ( $0.5 \cdot \rho_b$ )

$\rho_b$  es la cuantía de refuerzo balanceado.

$$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{6300}{fy + 6300} \quad (9)$$

$\beta_1$  es la resistencia característica del hormigón.

En el edificio se analizan cuatro tipos de secciones, dando las siguientes dimensiones.

Viga	Mu (ton.m)	b (cm)	h (cm)
Interna	23	30	50
Externa	11	25	40
Escalera	8	20	35
Borde	2	15	25

Tabla 3. 10 *Dimensiones Preliminares de Secciones de Viga.*

### 3.6.3 Columnas.

Para la columna se toma en cuenta la siguiente formula.

$$Pu = 0.8. \emptyset. (0.85. f'c. (Ag)) \quad (10)$$

Donde:

$\emptyset$  es el coeficiente para columnas con estribos.

A partir de la ecuación se despeja el área y tomamos en cuenta dos tipos de columna, como se ve a continuación en la tabla 3.11. La carga que incide en la columna se factora por 1.3 y 1.5; la primera debido a la consideración de sismo y la segunda para mayorar la carga vertical debido a combinación de carga. (Guerra & Chacon, 2010)

Columna	Pu (ton)	$A_{g_{req}}(cm^2)$	b (cm)	d (cm)
Interior	6	3937	65	65
Exterior	6	1655	45	45

Tabla 3. 11 *Dimensiones Preliminares de Secciones de Columna.*

### 3.7 Análisis Estructural

La modelación del edificio se realiza en el programa ETABS 2016, se toma en cuenta unos aspectos importantes que requiere el programa:

- El modelo se considera empotrado en sus bases.
- Las losas se detallan como diafragmas horizontales semirrígidos.
- Las escaleras se añaden como peso para no aportar rigidez.
- Propiedades de los materiales.

Propiedad del Hormigón.

Peso específico  $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$

Esfuerzo a compresión  $f'_c = 21 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad  $E_c = 4.7 \cdot \sqrt{f'_c}$   $E_c = 21.538 \text{ GPa}$

Propiedad del Acero.

Esfuerzo a fluencia  $f_y = 420 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad  $E_c = 200000 \text{ MPa}$

- Inercia de agrietamiento

Para el cálculo de las derivas de piso, se debe tener en cuenta la inercia agrietada de los elementos; puesto que a través de las etapas por las que pasa el hormigón, los elementos se desgastan con el tiempo y se producen grietas. Lo cual el programa no toma en cuenta a menos que ingresemos los valores correspondientes a cada elemento.

- Columnas  $0.8 I_g$
- Vigas  $0.5 I_g$

- Combinaciones de diseño.

Combinación 1

$1.4 D$

Combinación 2

$1.2 D + 1.6 L$

Combinación 5

$1.2 D + 1 E + L$

Donde:

D es la carga permanente.

E carga de sismo.

L es la sobrecarga (Carga Viva)

Cabe recalcar que se debe tener en cuenta los sentidos contrarios y ambas direcciones del sismo en la combinación. Además, para los elementos estructurales se toma en cuenta la afectación de la combinación de las componentes horizontales del sismo, de manera que se tomó: (Moehle, 2015)

$$E_{h1} = 1.0 E_{hx} + 0.3 E_{hy}$$

$$E_{h2} = 0.3 E_{hx} + 1.0 E_{hy}$$

### 3.8 Dimensiones Finales

La modelación se realiza con el objetivo de tener los datos requeridos para el diseño, además se chequea el comportamiento que presenta la estructura, es de este modo como se conforman las secciones de la edificación tal como demuestra la tabla 3.12 y 3.13.

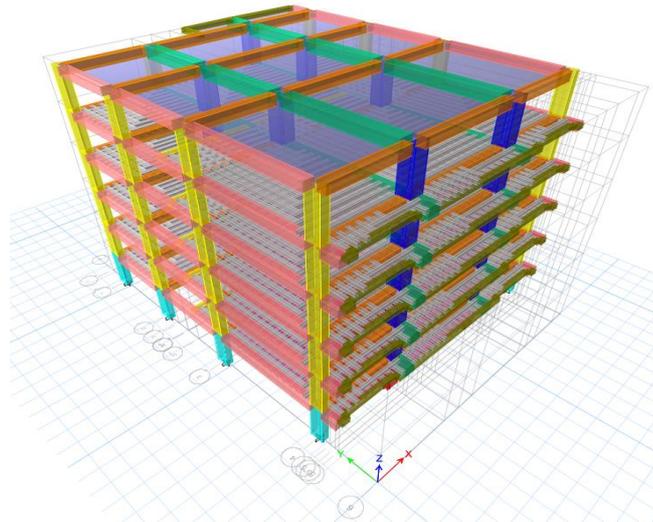


Figura 3. 8 *Distribución de Elementos Estructurales en el Programa de Modelación ETABS.*

Fuente: *(Inc, 2018)*

### 3.8.1 Columnas.

Columna	b (cm)	d (cm)
Interior	65	60
Exterior	55	50

Tabla 3. 12 *Dimensiones Finales de Columnas Obtenidas por la Modelación de ETABS.*

### 3.8.2 Vigas.

Viga	b (cm)	h (cm)
Interna X	40	60
Interna Y	65	70
Externa	50	50
Escalera	35	35
Borde	30	30

Tabla 3. 13 *Dimensiones Finales de Vigas Obtenidas por la Modelación de ETABS.*

## 3.9 Revisiones Generales del Edificio

Para ver el comportamiento de la estructura se chequea que el edificio este dando resultados coherentes, se realizan unas revisiones a los aspectos importante, como se trataran a continuación. Esto con el fin de ver de manera uniformizada el comportamiento de la estructura.

### 3.9.1 Modos de Vibración.

Para determinar si la configuración del edificio es la adecuada, procedemos a verificar que los primeros modos de vibración estén dentro del parámetro requerido. De modo que sean los dos primeros traslacionales y que el rotacional no supere el 10% en estos modos.

Modo	Periodo (s)	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	Sum UX (%)	Sum UY (%)	Sum UZ (%)	RZ (%)
1	0,71	79,71	0,16	0,00	79,71	0,16	0,00	2,04
2	0,67	0,41	79,55	0,00	80,12	79,71	0,00	2,33
3	0,62	1,78	2,60	0,00	81,90	82,30	0,00	77,76
4	0,22	10,29	0,02	0,00	92,19	82,33	0,00	0,23
5	0,21	0,05	10,10	0,00	92,24	92,42	0,00	0,24
6	0,19	0,20	0,27	0,00	92,44	92,69	0,00	9,84
7	0,12	3,96	0,01	0,00	96,40	92,70	0,00	0,08
8	0,12	0,02	3,88	0,00	96,42	96,58	0,00	0,07
9	0,11	0,07	0,08	0,00	96,49	96,66	0,00	3,84
10	0,08	2,03	0,00	0,00	98,52	96,66	0,00	0,04
11	0,08	0,01	1,97	0,00	98,53	98,63	0,00	0,03
12	0,07	0,03	0,03	0,00	98,56	98,66	0,00	2,00
13	0,06	1,05	0,00	0,00	99,61	98,67	0,00	0,02
14	0,06	0,01	0,99	0,00	99,61	99,66	0,00	0,01
15	0,05	0,02	0,01	0,00	99,63	99,67	0,00	1,09
16	0,05	0,35	0,00	0,00	99,98	99,67	0,00	0,00
17	0,05	0,00	0,32	0,00	99,99	100,00	0,00	0,00
18	0,05	0,01	0,00	0,00	100,00	100,00	0,00	0,38

Tabla 3. 14 *Participación Modal de la Estructura.*

Como se logra apreciar en la tabla 3.12, los dos primeros modos son de traslación, con valores de 79.71 para el primer periodo y 79.55 para el segundo; el tercero modal es rotacional con valor de 77.76. Además, se obtiene un periodo de 0.71 s; muy cercano al que se sacó en la sección del espectro sísmico.

### 3.9.2 Derivas de Piso.

Para controlar el incremento de las fuerzas internas de la estructura, se precisa restringir los desplazamientos laterales; de este modo se otorga seguridad al edificio.

Para lo cual, la deriva máxima permitida es 2% y está regida por la siguiente formula:

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E \quad (11)$$

Donde:

$\Delta_M$  es la deriva máxima inelástica

$R$  es el factor de reducción de resistencia.

$\Delta_E$  es el desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

Piso	$\Delta E(X)$	$\Delta M(X)$	D/C	$\Delta E(Y)$	$\Delta M(Y)$	D/C
CUBIERTA	0,0007	0,4053	20,27	0,0006	0,3431	17,16
PISO6	0,0013	0,7761	38,80	0,0012	0,7050	35,25
PISO5	0,0019	1,1448	57,24	0,0018	1,0588	52,94
PISO4	0,0023	1,4038	70,19	0,0022	1,3089	65,44
PISO3	0,0024	1,4560	72,80	0,0023	1,3726	68,63
PISO2	0,0015	0,9019	45,09	0,0014	0,8666	43,33
BASE	0,0000	0,0000	0,00	0,0000	0,0000	0,00

Tabla 3. 15 Derivas de Piso en Ambas Direcciones de la Edificación.

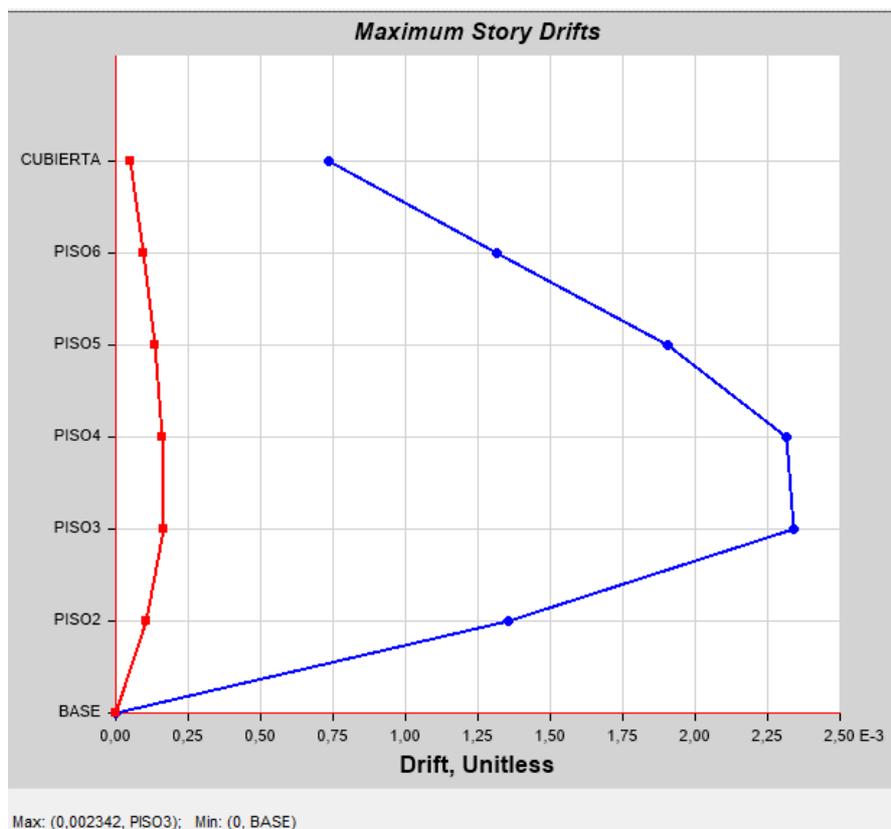


Figura 3. 9 Derivada Reducida por Cortante Estático en Dirección X.

Fuente: (Inc, 2018)

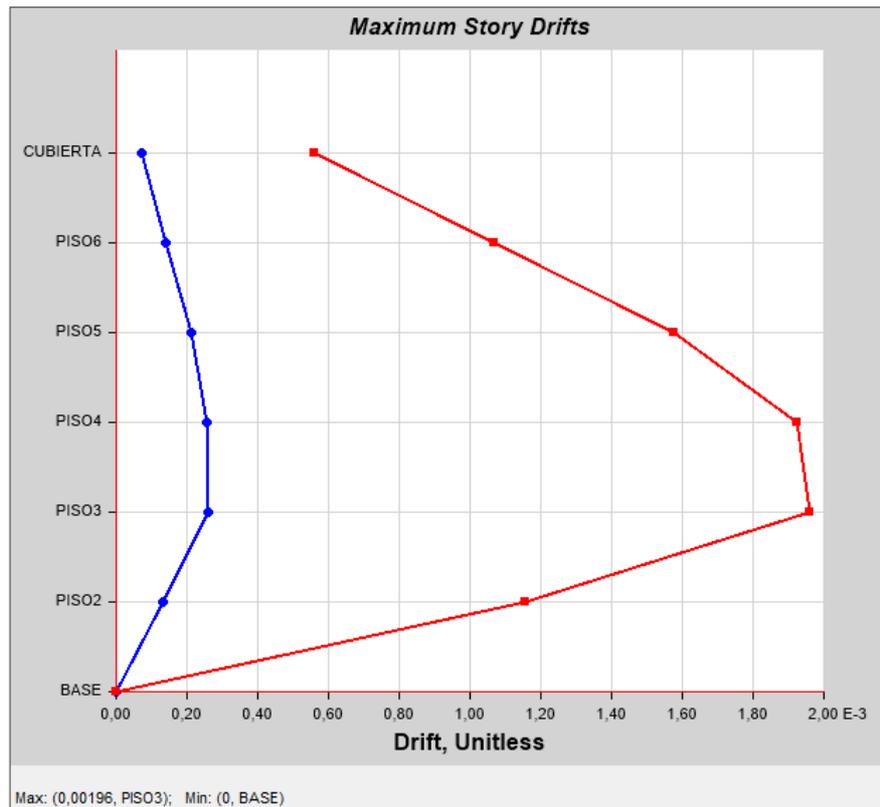


Figura 3. 10 Derivada Reducida por Cortante Estático en Dirección Y.

Fuente: (Inc, 2018)

### 3.10 Diseño Estructural

#### 3.10.1 Vigas.

El diseño de las vigas se realiza por flexión y cortante, de acuerdo a la ACI318-14. Además de requerimientos sismo resistentes, que son necesarios para cumplir la norma Ecuatoriana. Se tomará como Ejemplo la Viga Interna del Eje C, entre el Eje 4-3.

##### 3.10.1.1 Diseño a Momento.

Para esta parte se toma los datos del análisis de ETABS, de modo que cumpla con los momentos actuantes de diseño. Los cálculos y procedimientos se dan en anexo 2 con todos los pasos y requerimientos necesarios.

El refuerzo en el elemento para momento de diseño en las vigas internas en dirección (y), se encuentra por encima de 40 tonf. m para el momento negativo, por su parte para

el momento positivo esta entre los 20 – 25 tonf.m como se muestra en la tabla 3.11; dando como resultado una cantidad de varillas de 6 y 3 respectivamente, no obstante, para alcanzar área de acero el mínimo de 13.867 m<sup>2</sup>, por lo que se necesita de 5 varillas para el momento positivo. El detalle de cómo queda se muestra en la figura 3.11 o con más detalle en los planos en el Anexo 5.

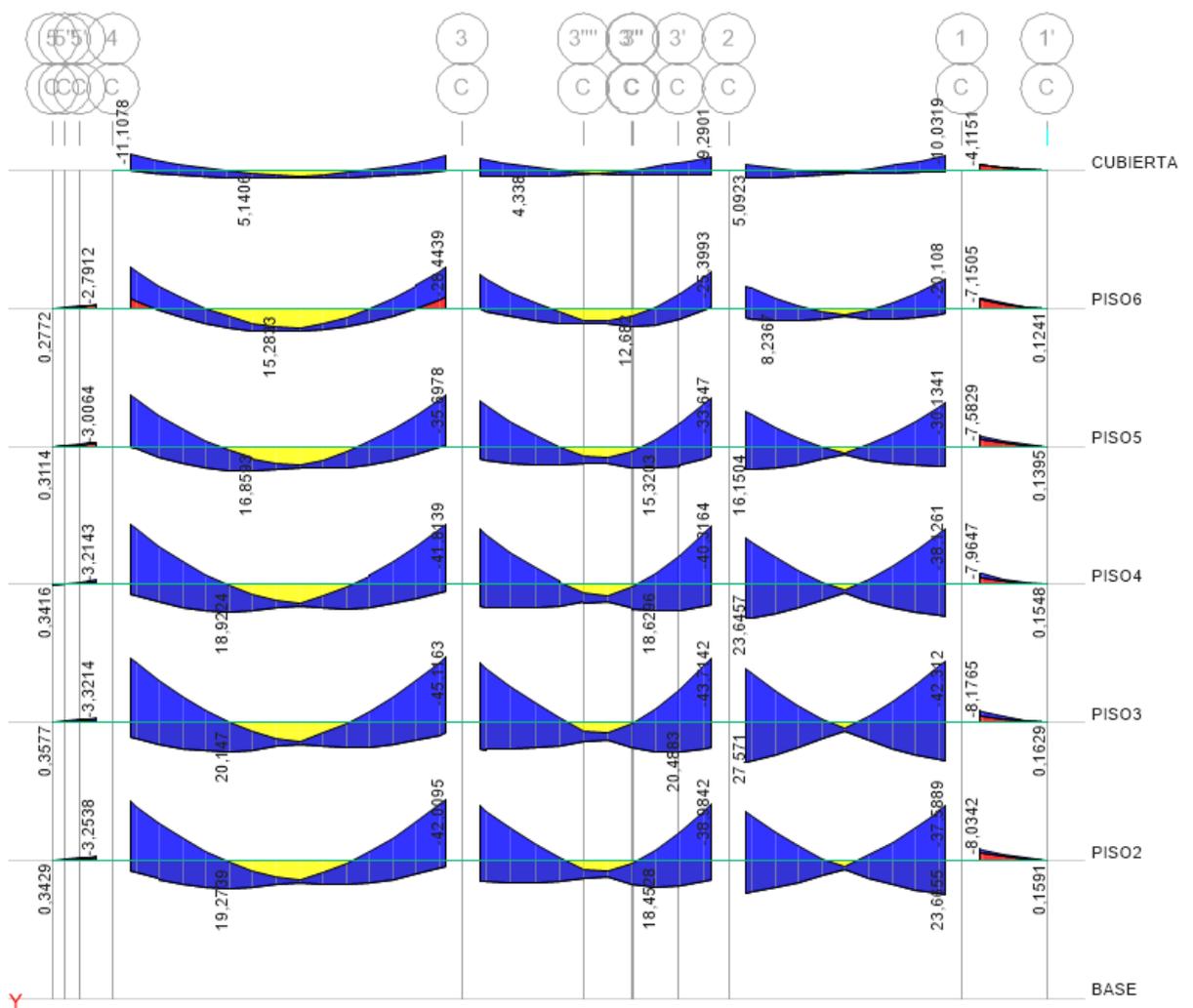


Figura 3. 11 Diagrama de Momentos en Vigas Internas de eje C.

Location	Mu (ton.m)	As req (m <sup>2</sup> )	NUMBER OF Ø20	
			REQ	PROV
MA-	44	16	5	6
MA'-	45	17	5	6
MB-	41	15	5	5
MB'-	44	16	5	6
MC-	40	15	5	5
MC'-	45	17	5	6
MA+	23	8	3	5
MB+	22	8	3	5
MC+	23	8	3	5

Tabla 3. 16 Datos de Diseño a Flexión para Vigas Internas Eje C.

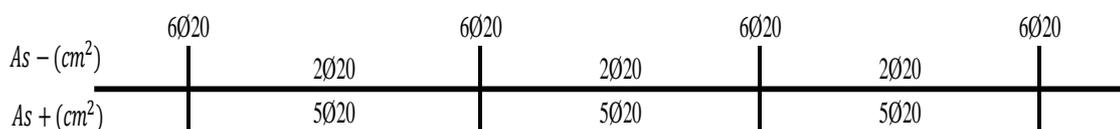


Figura 3. 12 Distribución de Diámetro de Varillas en la Viga Interior de Eje C.

### 3.10.1.2 Diseño a Corte.

Para controlar el cortante diseño de alrededor 30 tonf, se requiere colocar el refuerzo mínimo a cortante; lo cual da estribos cada 30 cm, por otro lado, según la NEC-15 de Hormigón Armado para zonas de alta sismicidad es necesario colocar el mínimo del menor de tres literales, esto dependiendo de la zona de la viga como se muestra en la figura 6 de la norma ya expuesta anteriormente; ubicación de los estribos para confinamiento de la NEC-15. Dando como resultado 10 cm en zonas de confinamiento y 30 cm por fuera de las misma; siendo el ultimo valor elevado para el área mínima requerida de  $0.054 \frac{cm^2}{cm}$ , por lo que es necesario una separación de 25 cm tal como muestra la figura a continuación, a continuación un detalle de lo explicado en las figuras 3.13, 3.14 y tabla 3.17.

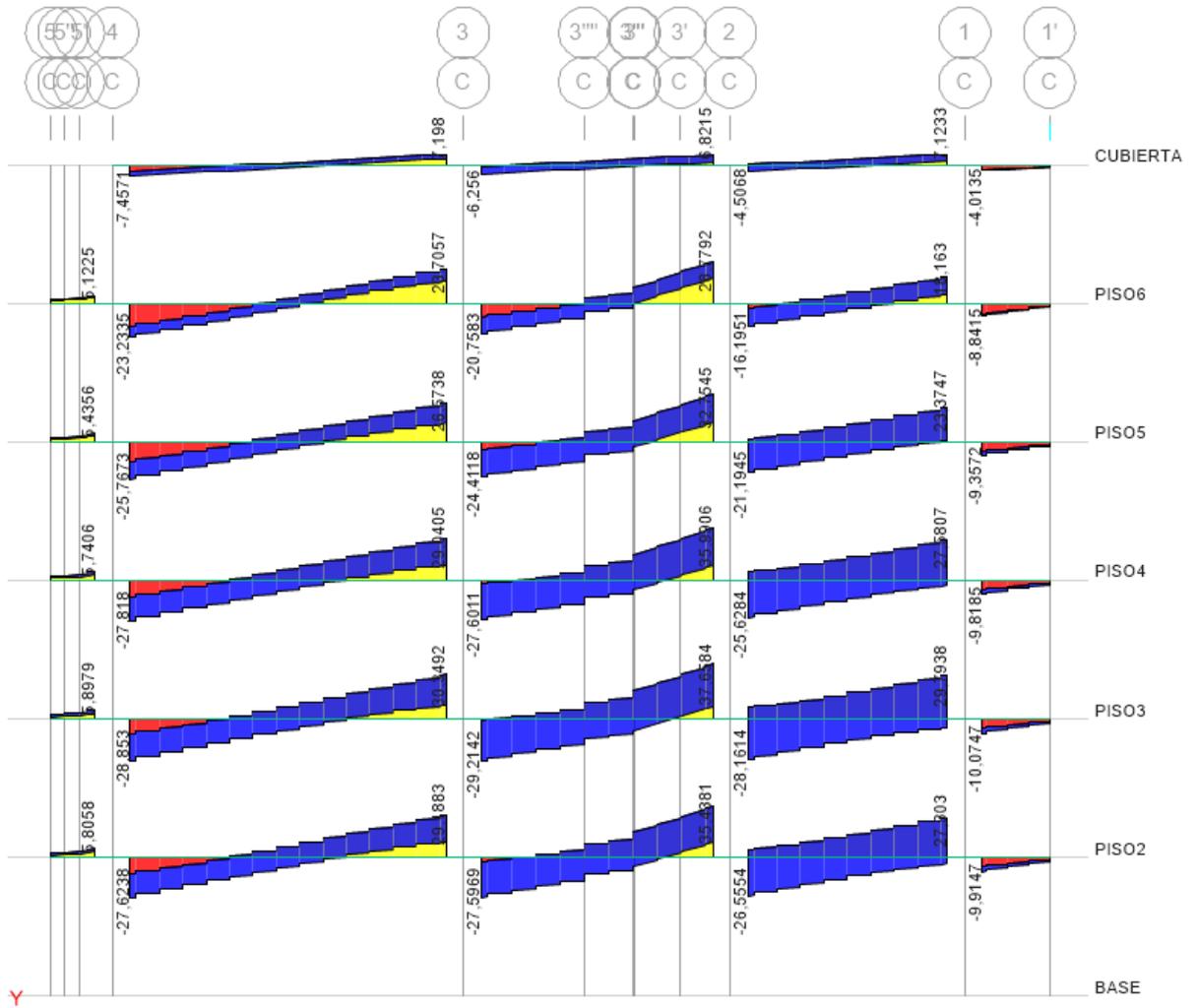


Figura 3. 13 Diagrama de Cortante en Vigas Internas de eje C.

Location	Vu (ton)
VA-	29
VA'-	30
VB-	29
VB'-	38
VC-	30
VC'-	32

Tabla 3. 17 Datos de Diseño a Cortante para Vigas Internas Eje C.

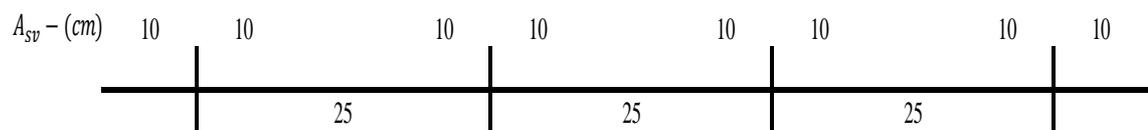


Figura 3. 14 Distribución de Estribos en la Viga Interior de Eje C.

### **3.10.2 Columna.**

El diseño de las columnas se realiza por flexión, confinamiento y cortante, de acuerdo a la ACI318-14. Además de requerimientos sísmo resistentes, que son necesarios para cumplir la norma Ecuatoriana. Se toma como Ejemplo la Columna Interna C2, de la intersección entre el eje C y eje 3.

#### ***3.10.2.1 Diseño del Refuerzo Flexo-Compresión.***

Como se logra apreciar en el Anexo 3 de Columnas se chequeo las más críticas, dando como resultado un refuerzo a flexo-compresión para poder resistir el momento de diseño, además de cubrir el espaciamiento mínimo entre varillas requerido por la norma.

De manera que la columna de 60 x 65 cm, consta de 5 varillas en ambos sentidos, dando un total de 16 varillas de diámetro de 22 mm. Por lo que tenemos un porcentaje de acero en área de 1.76%. La siguiente grafica nos muestra la curva de interacción de la columna de estudio.

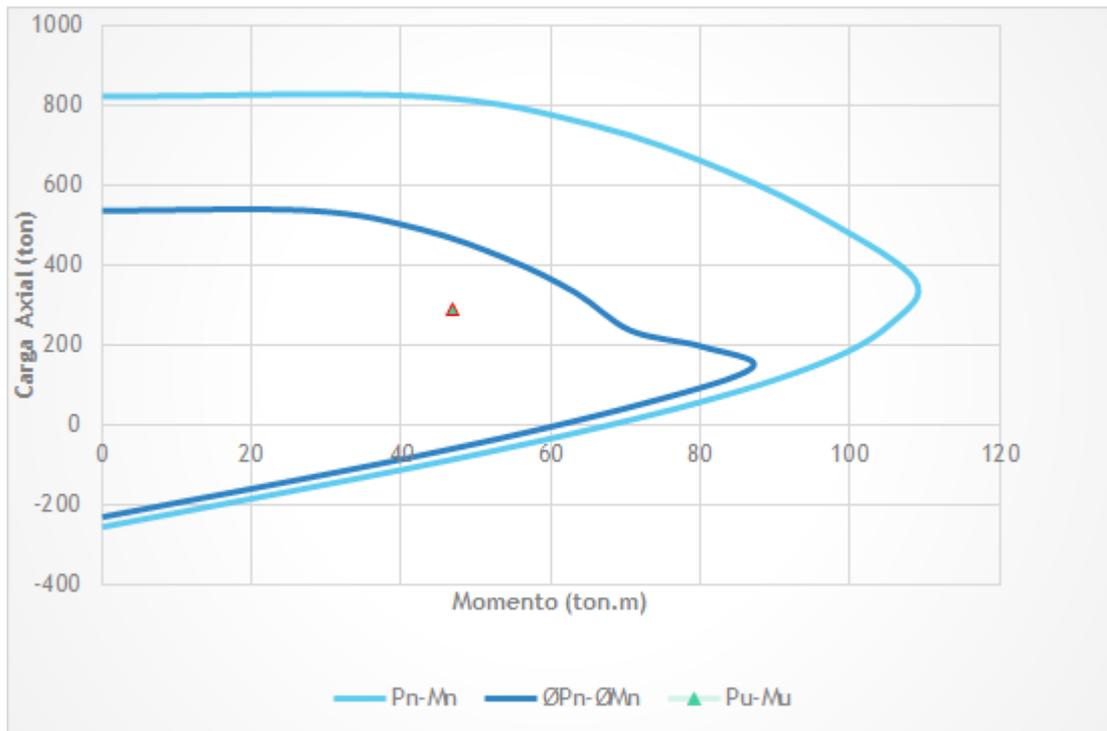
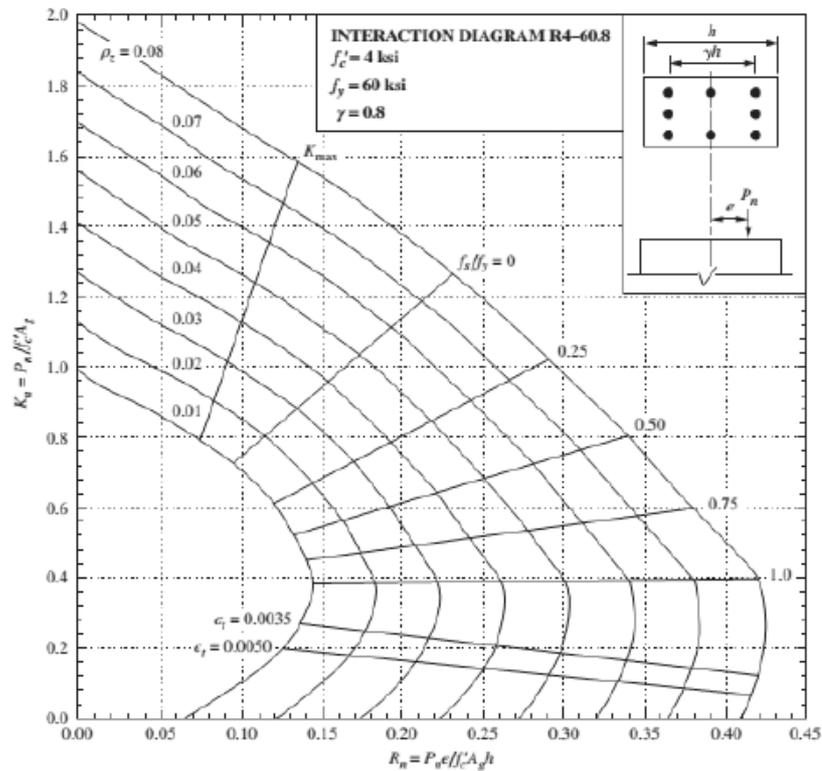


Figura 3. 15 Curva de Interacción de la Columna en el Eje C-3.

Para complementar el estudio a flexión de la columna se chequeo el comportamiento biaxial de la columna. De manera que la columna sea capaz de tolerar los esfuerzos que se producen en este caso. La siguiente gráfica y tabla son los resultados para

comprobar dicho comportamiento; como se logra apreciar en la tabla 3.19, la carga axial ultima es superada por la capacidad que tiene la columna.



**GRAPH 8** Column interaction diagrams for rectangular tied columns with bars on all four faces. (Published with the permission of the American Concrete Institute.)

Figura 3. 16 Coeficiente Kn para Flexión Biaxial de Columna Eje C-3. (McCormac & Brown, 2016)

Flexion Biaxial			
$e_x$ (cm)	0,16	$e_y$ (cm)	0,06
$\gamma$	0,81	$\gamma$	0,80
$e_x/h$	0,25	$e_y/h$	0,10
$A_s/b \cdot h$	0,02	$A_s/b \cdot h$	0,02
Kn	0,84	Kn	0,6

Tabla 3. 18 Datos y Resultado del Comportamiento a Flexión-Biaxial.

Carga Axial (tonf)	
Pny	772
Pnx	551
Pno	1055
Pu	291
ØPn	301

Tabla 3. 19 Datos de las Cargas Axiales a Flexión-Biaxial.

### **3.10.2.2 Diseño de Refuerzo de Confinamiento.**

Para el área de refuerzo, se chequea el mayor entre dos ecuaciones de la ACI318-14 18.7.5.4. en los dos sentidos de la columna. Dando como resultado un área de acero necesario.

$$Ashx = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$Ashy = 3.14 \text{ cm}^2$$

Lo cual se controla con cuatro ramales, de una varilla con diámetro de 10 mm; en adición estas cuatro varillas se requieren para cumplir el espaciamiento mínimo entre refuerzo longitudinal que tienen soporte lateral.

### **3.10.2.3 Diseño a Corte.**

Para el cortante se precisa de 35 tonf, de modo que se solventa con espaciar cada 25 cm; por lo que el espaciamiento de 10 cm, que estipula la NEC-15 de hormigón armado que dicta la sección de elementos a flexión es suficiente. Superando por mucho el mínimo refuerzo que se requiere.

### **3.10.2.4 Diseño de Nudo.**

Acorde con la filosofía de diseño Columna y Nudo fuerte, viga débil que sostiene la NEC-15, se necesita garantizar un eslabón débil en la cadena de configuración estructural, de modo que la disipación de energía en un caso desfavorable extremo; sea donde convenga de mejor manera. Es de este modo, que se debe lograr que la rótula plástica se lleve a cabo en la viga. Por lo que debemos chequear las siguientes características.

Se realiza el análisis del cortante en el nudo ( $V_j$ ), obtenemos un resultado de 145 *tonf*; lo que es resistido por 272 *tonf* ( $V_n$ ). Estos valores están explicados en el Anexo de Columnas; con la adición de diseño por capacidad de viga y columna.

Dimensiones Requeridas en el Nudo por Refuerzo Longitudinal.

$$ldh = \frac{\alpha \cdot fy \cdot db}{6.2 \cdot \sqrt{f'c}} \quad (12)$$

$$ldh = 40.65 \text{ cm}$$

$$h_{col} = ldh + cover + \phi_e$$

$$h_{col} = 49.65 \text{ cm} < 60 \text{ cm}$$

$$h_{col} = 20 \cdot \phi_{viga}$$

$$h_{col} = 40 \text{ cm} < 60$$

$$h_{viga} = 20 \cdot \phi_{col}$$

$$h_{viga} = 44 \text{ cm} < 70 \text{ cm}$$

Columna-Nudo Fuerte Viga Débil.

Momentos de la viga.

$$M_n = \frac{M_{pr}}{1.25}$$

$$M_{n1} = 53.16 \text{ ton.m}$$

$$M_{n2} = 44.83 \text{ ton.m}$$

Momento de la columna.

$$\sum M_n = 192.97 \text{ ton.m}$$

$$\sum M_{col} \geq \frac{6}{5} \sum M_{viga}$$

$$1.97 \geq 1.2$$

### 3.10.3 Losas.

El diseño de la losa se lo realiza, de acuerdo al método de los coeficientes; además se seguir parámetros necesarios de la ACI 318-14, Para lo cual se tienen las siguientes especificaciones, como se muestra en la tabla 3.16.

Losa	Longitud X(m)	Longitud Y (m)	Lx/Ly	Coeficientes de Distribucion				Momentos (ton.m/m)			
				my -	my +	mx -	mx +	Muy -	Muy +	Mux -	Mux +
B-C-4-3	7	7	0,933	659	319	577	242	4	2	3	1
B-C-3-2	5	7	0,817	574	208	752	378	2	1	3	1
B-C-2-1	5	7	0,718	888	464	548	185	3	1	2	1
A-B-4-3	5	7	0,677	1240	704	827	310	4	2	3	1
A-B-3-2	5	5	0,888	736	362	779	368	2	1	2	1
A-B-2-1	5	5	0,989	839	428	839	428	2	1	2	1

Tabla 3. 20 Datos de para Obtener los Momentos de Diseño de la Losa y los Momentos de Diseño.

Se obtiene los momentos de diseño con las mismas cargas que se estipulan en el capítulo de cargas, con lo cual se procede a realizar el chequeo de la losa dando una falla por cortante; de manare que se cambia la sección para poder resistir a la reacción, se da como resultado nervios de 15 cm de ancho y 25 cm de alto con una losa de compresión de 5cm. De este modo se consigue los siguientes refuerzos como señala la tabla 3.17.

Losa	Área de Acero por metro				Área de Acero/Diámetro de Varilla por nervio			
	Asy -	Asy +	Asx -	Asx +	Asy - (cm <sup>2</sup> )	Asy + (cm <sup>2</sup> )	Asx - (cm <sup>2</sup> )	Asy + (cm <sup>2</sup> )
B-C-4-3	4	3	3	3	2	2	2	2
					16	14	16	14
B-C-3-2	3	3	3	3	2	2	2	2
					14	14	16	14
B-C-2-1	3	3	3	3	2	2	2	2
					16	14	14	14
A-B-4-3	4	3	3	3	2	2	2	2
					16	14	14	14
A-B-3-2	3	3	3	3	2	2	2	2
					16	14	14	14
A-B-2-1	3	3	3	3	2	2	2	2
					14	14	14	14

Tabla 3. 21 Área de Refuerzo y Diámetros de Varilla para Nervios.

$$Vu = 60 \text{ ton/cm}^2$$

$$Vc = 84 \text{ ton/cm}^2$$

Estos resultados son el cortante último y el cortante que soporta el hormigón para un nervio. De modo que se logra favorecer el cortante de diseño en la losa.

### 3.10.4 Escaleras.

Para la escalera diseño de forma continua, tomando la forma de una losa maciza para ambas escaleras; de lo cual, la primera es de 25 cm, y la segunda de 15 cm. Al igual de su espesor los refuerzos también cambian como muestran los planos; debido a que el refuerzo es directamente proporcional al ancho de la losa. Esta parte del análisis se puede encontrar en el Anexo 4.

### 3.11 Conclusiones.

En resumen, los resultados se asemejan entre análisis y diseño; un caso muy particular es el análisis del corte basal, pues el valor obtenido mediante la norma ecuatoriana es de 259 ton y el que se obtuvo mediante el programa fue de 250 ton; dando un aproximado bastante cercano. Las secciones estructurales que se obtuvieron en el predimensionamiento, también

muestran resultados similares como se aprecia en la tabla 3.11 y 3.12, donde las dimensiones varían de 65 x 65 cm a 65 x 60 cm en columnas internas; de la misma manera para vigas donde las tabla 3.10 y 3.13 reflejan una mayor diferencia pero siempre siendo un buen acercamiento, dando longitudes de sección preliminar de 50 x 30 cm que se compara con una final de 60 x 40cm.

Estas dimensiones se obtienen debido a un comportamiento que la estructura requiere para no sufrir ante un sismo, de modo que en la tabla 3.14 los dos primeros modos son traslacionales y la torsión correspondiente a cada modo es 2.04 y 2.33 por ciento, manteniéndose por debajo del 10% que se requiere. Es también evidente la regularidad del edificio pues alcanza más del 90% de participación de masa en el quinto modo. Cabe resaltar la cercanía del periodo obtenido mediante la norma NEC-15, distanciada una de otra por solo 0.05 s.

Par el diseño de las vigas se tomó en cuenta flexión, cortante y capacidad, por su lado las columnas lo mismo adicionando confinamiento y análisis de nudo; siendo cada estudio fructuoso. Las secciones son capaces de resistir los cortante y momentos de diseño con requerimientos mínimos; sin embargo, debido a requerimientos sísmicos estos nuevos parámetros son más exigentes de modo que cumple plenamente efectos de peligro sísmico. Esto se logra apreciar en cada diseño expuesto en los anexos, más aún en vigas donde sufren los efectos de la torsión y necesitan otros requerimientos que se detallan en el diseño. Para finalizar es importante tener en cuenta los detalles de cada norma; pues son importantes para el cumplimiento de la filosofía de diseño, por ningún aspecto se deben menos preciar estas especificaciones y siempre teniendo en cuenta el efecto que estas dan a la estructura.

## BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R., & Miele Bravo, Y. (Septiembre de 2016). *Researchgate*. Obtenido de Researchgate:  
[https://www.researchgate.net/publication/312089939\\_Analisis\\_de\\_los\\_edificios\\_que\\_colapsaron\\_en\\_Portoviejo\\_durante\\_el\\_terremoto\\_del\\_16\\_de\\_abril\\_de\\_2016\\_Analysis\\_of\\_buildings\\_that\\_collapsed\\_of\\_Portoviejo\\_during\\_the\\_earthquake\\_of\\_16\\_april\\_2016](https://www.researchgate.net/publication/312089939_Analisis_de_los_edificios_que_colapsaron_en_Portoviejo_durante_el_terremoto_del_16_de_abril_de_2016_Analysis_of_buildings_that_collapsed_of_Portoviejo_during_the_earthquake_of_16_april_2016)
- elnuevodiario. (19 de Febrero de 2018). *elnuevodiario*. Obtenido de elnuevodiario:  
<https://www.elnuevodiario.com.ni/nacionales/456205-cinturon-fuego-sismos-nicaragua/>
- Guerra, M., & Chacon, D. (2010). *Sismoresistentes de Edificios Utilizando el Programa ETABS*. Quito.
- Inc, C. a. (2018). *ETABS*. Obtenido de csiamerica:  
<https://www.csiamerica.com/products/etabs>
- Jimenez Camacho, J. (2011). *Estimacion del Peso Propio de Cubiertas Metalicas con Teja de Asbesto Cemento a Dos Aguas para Diferentes Modulaciones en el Area*. Obtenido de Biblioteca: [http://biblioteca.upbbga.edu.co/docs/digital\\_20431.pdf](http://biblioteca.upbbga.edu.co/docs/digital_20431.pdf)
- McCormac, J., & Brown, R. (2016). *Design of Reinforced Concrete*. John Wiley & Sons.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, & Camara de la Industria de la Construcción. (2015). *Peligro Sismico Diseño Sismo Resistente*. Quito: Direccion de comunicacion Social.
- Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Building*. New York: Mc Graw Hill.
- Moncayo, T., Mora, C., Montenegro, M., Cordova, J., & Velasco, M. (28 de Junio de 2017). *Terremotos mayores a 6.5 en escala de Richter ocurridos en Ecuador desde 1900 hasta 1970*. Obtenido de redalyc: <https://www.redalyc.org/html/467/46753192005/>
- Nienhuys, S., & Naranjo, C. (1976). *Guia Popular de Construcción Sismo Resistente*. Quito: INEN.
- NSR-98. (3 de 12 de 2018). *Carga Muertas*. Obtenido de eird:  
<http://www.eird.org/cdfororegional/pdf/spa/doc13281/doc13281-3b.pdf>
- Preguntas y Respuestas Norma Ecuatoriana de la Construcción*. (3 de Diembre de 2018). Obtenido de habitatyvivienda: [https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/01/Preguntas-y-Respuestas\\_NEC.pdf](https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/01/Preguntas-y-Respuestas_NEC.pdf)
- Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S., & Yepes, H. (2007). *Breves Fundamentos sobre los Terremotos en el Ecuador*. Quito: Corporcion Editorial Nacional.
- S.A, B. (30 de 12 de 2009). *Baldosas Microvibradas Lisas BUDNIK S.A*. Obtenido de registrocdt:  
<http://www.registrocdt.cl/registrocdt/www/adminTools/fichaDeProductoDetalle.aspx?idFichaPro=824>
- Segura Franco, J. (2011). *Estructuras de Concreto I*. Bogota: Universidad NAcional de Colombia.
- Valencia, D. (2015). *Registro Oficial 413*. Quito: Tribunal Constitucional de la Republica del Ecuador.
- Vivienda, M. d. (3 de Dicimbre de 2018). *Presentacion Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Obtenido de habitatyvivienda:  
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/presentacion-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

## **Anexo No 1: Peso de Materiales**

# BALDOSA

## A. Características técnicas

Formato	Espesor cm	Peso kg/mt <sup>2</sup>	Unidades x mt <sup>2</sup>
30x30	3,1	62 - 70	11

## B. Índices de Resistencia

Formato	(1) Desgaste g/cm <sup>2</sup>	Flexión kg	Compresión kg/cm <sup>2</sup>	(2) Impacto cm
30x30	0,20 - 0,25	290 - 330	250 - 320	47 - 62

(1) Valores según prueba de Desgaste que realiza IDIEM, Universidad de Chile, con arena de San Sebastián.

(2) Valores de Impacto en ensayo de baldosa completa.

## C. Almacenamiento

Formato	Unidad x pallets	m <sup>2</sup> x pallets	(3) Peso kg x pallets
30x30	248	22,55	1513

(3) Los pesos de pallets con baldosas, según cada espesor, fueron calculados según el promedio del peso x mt<sup>2</sup> de baldosa más peso pallets de 25 kg.

## D. Colores

Blanco Perla Arroz	Blanco Perla Alpiste	Blanco Arroz Beige	Crema Tabaco Arroz	Ocre Turrón Alpiste	Amarillo Arroz
BAF3001A	BAF3001AA	BAF3008A	BAF3046A	BAF3015AP	BAF3056A
					
Azul Arroz	Verde Arroz				
BAF3022A	BAF3055A				
					

\*Las baldosas están formuladas por productos de origen natural, por lo tanto, los colores y formas de algunos de sus componentes reproducidos en estas fotografías, podrían tener variaciones, así mismo los índices expresados representan datos promedio y aproximados.

**(S.A, 2009)**

## TEJADO

Peso propio

0.10 kN/m<sup>2</sup>

(JIMENEZ CAMACHO, 2011)

Entrepisos de madera (entresuelo, listón, arriostramientos y cielo raso pañetado)	1.20 kN/m <sup>2</sup>	(120 kgf/m <sup>2</sup> )
Pisos de baldosín de cemento	1.00 kN/m <sup>2</sup>	(100 kgf/m <sup>2</sup> )
Placa ondulada de asbesto cemento	0.18 kN/m <sup>2</sup>	(18 kgf/m <sup>2</sup> )
Canaleta 43	0.30 kN/m <sup>2</sup>	(30 kgf/m <sup>2</sup> )
Canaleta 90	0.22 kN/m <sup>2</sup>	(22 kgf/m <sup>2</sup> )
Teja de lámina galvanizada (zinc)	0.05 kN/m <sup>2</sup>	(5 kgf/m <sup>2</sup> )
Teja de aluminio	0.02 kN/m <sup>2</sup>	(2 kgf/m <sup>2</sup> )
Teja de barro (incluido el mortero)	0.80 kN/m <sup>2</sup>	(80 kgf/m <sup>2</sup> )
Alistado en cubiertas de concreto por mm de espesor	0.022 kN/m <sup>2</sup>	(2.2 kgf/m <sup>2</sup> )
Impermeabilización	0.15 kN/m <sup>2</sup>	(15 kgf/m <sup>2</sup> )
Cielos rasos livianos pegados a la losa	0.05 a 0.10 kN/m <sup>2</sup>	(5 a 10 kgf/m <sup>2</sup> )
Cielos rasos de yeso, suspendidos	0.25 kN/m <sup>2</sup>	(25 kgf/m <sup>2</sup> )
Cielos rasos de madera	0.10 a 0.50 kN/m <sup>2</sup>	(10 a 50 kgf/m <sup>2</sup> )
Cielos rasos de malla y pañete	0.80 a 1.00 kN/m <sup>2</sup>	(80 a 100 kgf/m <sup>2</sup> )

(NSR-98, 2018)



## **Anexo No 2: Diseño de Vigas**



### **Anexo NO 3: Diseño de Columnas**



## **Anexo NO 4: Diseño de Escaleras**



## **Anexo no 5: Detalle de Elementos Estructurales**

