



**UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA**  
**CARRERA: INGENIERÍA CIVIL**

**INFORME FINAL DEL TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A  
LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE: INGENIERO CIVIL**

**MODALIDAD: PROYECTO DE INVESTIGACIÓN**

**TEMA:**

**“EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL  
EDIFICIO, "FERRETERÍA CENTRAL", SITUADO EN LA AVENIDA  
108, ENTRE CALLES 105 Y 106, EN LA CIUDAD DE MANTA,  
ECUADOR”.**

**ELABORADO POR:**


**MOREIRA ZAMBRANO MICHAEL LEONEL**

**TUTOR (A):**

**ING. ALEXI MORÁN GUZMÁN, MSC.**

**MANTA – MANABÍ – ECUADOR**

**ENERO 2026**

 <b>Uleam</b> UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ	<b>NOMBRE DEL DOCUMENTO:</b> CERTIFICADO DE TUTOR(A)	<b>CÓDIGO:</b> PAT-04-F-004
	<b>PROCEDIMIENTO:</b> TITULACIÓN DE ESTUDIANTES DE GRADO BAJO LA UNIDAD DE INTEGRACIÓN CURRICULAR	<b>REVISIÓN:</b> 1
		Página 1 de 1

## CERTIFICACIÓN

En calidad de docente tutor de la Facultad de Ingeniería, Industria y Construcción de la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí, certifico:

Haber dirigido, revisado y aprobado preliminarmente el trabajo de integración curricular bajo la autoría del estudiante **MOREIRA ZAMBRANO MICHAEL LEONEL**, legalmente matriculado en la carrera de Ingeniería civil, periodo académico 2025-2026, cumpliendo el total de 384 horas, cuyo tema del proyecto es **“EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO, "FERRETERÍA CENTRAL", SITUADO EN LA AVENIDA 108, ENTRE CALLES 105 Y 106, EN LA CIUDAD DE MANTA, ECUADOR”**.

La presente investigación ha sido desarrollada en apego al cumplimiento de los requisitos académicos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico y en concordancia con los lineamientos internos de la opción de titulación en mención, reuniendo y cumpliendo con los méritos académicos, científicos y formales, y la originalidad del mismo, requisitos suficientes para ser sometida a la evaluación del tribunal de titulación que designe la autoridad competente.

Particular que certifico para los fines consiguientes, salvo disposición de Ley en contrario.

Manta, 26 de enero de 2026.

Lo certifico,



Ing. Alexi Morán Guzmán, Msc.

**Docente Tutor**

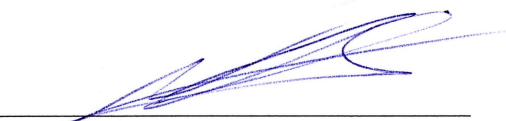
**Área: Estructuras**

## **DECLARACIÓN DE AUTORIA**

Yo, Moreira Zambrano Michael Leonel con CC: 131453472-6, doy constancia de ser el autor del Trabajo de Titulación con modalidad Proyecto de investigación con el tema "Evaluación de vulnerabilidad sísmica del edificio, "Ferretería Central", situado en la avenida 108 entre calles 105 y 106, en la ciudad de Manta, Ecuador", el cual fue dirigido por el tutor, Ing. Alexi Morán Guzmán, Msc.

Quiero resaltar la originalidad de este trabajo, que se fundamenta en la contribución de varios autores que enriquecieron la investigación, así como en la recopilación de datos e información provenientes de fuentes bibliográficas, visitas de campo, entre otros recursos.

En la ciudad de Manta, a los 30 días del mes de enero de dos mil veinte y seis.



---

Moreira Zambrano Michael Leonel

C.C. 131453472-6

Autor

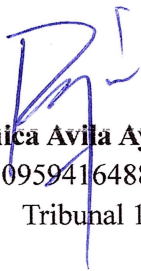
## CERTIFICACIÓN DE APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

En calidad de tribunales de la Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura de la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí, certifico:

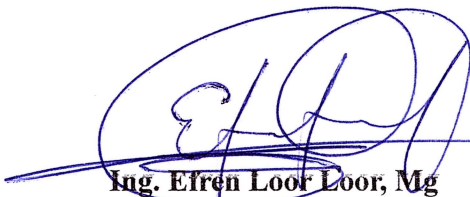
Haber revisado el trabajo de titulación, bajo la modalidad de **Proyecto de Investigación**, cuyo tema es “EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO, “FERRETERÍA CENTRAL”, SITUADO EN LA AVENIDA 108, ENTRE CALLES 105 Y 106, EN LA CIUDAD DE MANTA, ECUADOR” de la modalidad en mención y en apego al cumplimiento de los requisitos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico, por tal motivo APRUEBO, que el mencionado proyecto reúne los méritos académicos, científicos y formales, suficientes para proceder a la defensa correspondiente.

Certifico lo anterior para los fines pertinentes, a salvo disposición de Ley en contrario.

En la ciudad de *Manta*, a los 23 días del mes de febrero de dos mil veinte y seis.



**Ing. Verónica Avila Ayón, PhD**  
C.C. 0959416488  
Tribunal 1



**Ing. Efrén Looor Looor, Mg**  
C.C. 1313157768  
Tribunal 2

#### **4. DEDICATORIA**

El presente proyecto va dedicado a mis abuelos, quienes, con su apoyo, trabajo, consejos y sacrificios, inculcaron en mí un ejemplo de valentía y esfuerzo para poder cumplir con los objetivos trazados a lo largo de esta etapa de mi vida. A mi mamá, por su apoyo incondicional y sus consejos tan acertados que me han permitido formarme tanto como persona como profesional. A mi enamorada, por sus palabras de aliento durante todo este proceso y demostrarme con su ejemplo la dedicación al estudio y la ética para poder llegar a ser un excelente profesional. Por último, a toda mi familia por acompañarme y sostenerme durante todo este trayecto para conseguir mi objetivo.

---

Moreira Zambrano Michael Leonel

C.I 1314534726

**Autor**

## 5. AGRADECIMIENTO

Expreso mi gratitud a mis abuelos por estar presentes y brindarme todo su apoyo durante el transcurso de mi vida. A los docentes de la carrera de Ingeniería Civil por los conocimientos impartidos durante los semestres cursados de la carrera, los cuales han sido fundamentales para el desarrollo de capacidades y criterios necesarios para ser un excelente profesional y poder servir a la sociedad. Por último, expreso mi más sincero agradecimiento al docente tutor del proyecto de investigación el Ing. Alexi Morán, por ser un excelente guía y quien con sus enseñanzas y recomendaciones permitió el óptimo desarrollo de este trabajo.

---

Moreira Zambrano Michael Leonel

C.I 1314534726

**Autor**

## 6. SÍNTESIS

En el presente trabajo de investigación, titulado “Evaluación de vulnerabilidad sísmica del edificio, "Ferretería Central", situado en la Avenida 108, entre calles 105 y 106, en la ciudad de Manta, Ecuador”, se realizó el análisis correspondiente al edificio para poder comprobar su vulnerabilidad sísmica, para el análisis del mismo se usa un método de visualización rápida, mediante los formularios FEMA P-154 Nivel 1 y 2, siendo para estructuras de alta sismicidad, este método permite establecer el estado funcional de la edificación de manera objetiva, mediante el cálculo de un índice de riesgo sísmico que sirve como complemento a la evaluación visual realizada, se utilizó la norma americana ASCE/SEI 41-13 y los requisitos del Código de Construcción Ecuatoriano NEC 2015.

Con la normativa a utilizar y datos obtenidos de la visualización rápida, se realiza un mapeo de la estructura y se procedió a el estudio de la edificación en el cual se utilizó el método de análisis lineal estático y dinámico modal espectral, a través del modelo matemático de la edificación; empleando el software ETABS V21.1. La configuración estructural de la edificación se la comprobó in situ, teniendo medidas exactas, además, se utilizaron datos reales del edificio los cuales se determinaron a partir de ensayos no destructivos; el ensayo de esclerometría permitió conocer la resistencia del concreto en el que se obtuvo un valor de 210 kg/cm<sup>2</sup>.

Debido a la ausencia de los planos estructurales originales se procedió a realizar el ensayo de escaneo estructural o Pachometría para obtener información de las barras longitudinales y transversales que conforman los elementos estructurales. La respuesta estructural de la edificación, evaluada conforme al espectro de diseño de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), arrojó desplazamientos excesivos. Como resultado, las derivas inelásticas calculadas incumplen los límites establecidos por la normativa vigente. Esta condición indica un comportamiento sísmico deficiente del inmueble ante futuros eventos sísmicos.

**Palabras claves:** FEMA P-154, análisis estructural, vulnerabilidad sísmica, derivas inelásticas, sismo.

## 7. ABSTRACT

In the present research work, titled "Evaluation of Seismic Vulnerability of the building, 'Ferretería Central', located on Avenida 108, between streets 105 and 106, in the city of Manta, Ecuador", the corresponding analysis of the building was carried out to check its seismic vulnerability. A rapid visual screening method was used for the analysis, utilizing FEMA P-154 Level 1 and 2 forms, designed for high seismicity structures. This method allows the functional status of the building to be objectively established by calculating a seismic risk index, which complements the visual evaluation performed. The American standard ASCE/SEI 41-13 and the requirements of the Ecuadorian Construction Code NEC 2015 were used.

Using the applicable regulations and data obtained from the rapid visual screening, a mapping of the structure was carried out, and the study of the building proceeded using the static linear analysis and modal spectral dynamic analysis methods through a mathematical model of the building, employing ETABS V19 software. The structural configuration of the building was verified in situ, obtaining exact measurements, and real data from the building were used, which were determined from non-destructive tests; the sclerometry test allowed the concrete resistance to be determined, yielding a value of 210 kg/cm<sup>2</sup>.

Due to the absence of the original structural plans, a structural scanning or Pachometry test was performed to obtain information about the longitudinal and transverse bars that make up the structural elements. The structural response of the building, evaluated according to the design spectrum of the Ecuadorian Construction Standard (NEC), showed excessive displacements. As a result, the calculated inelastic drifts fail to comply with the limits established by current regulations. This condition indicates a deficient seismic behavior of the property in the face of future seismic events.

**Keywords:** FEMA P-154, structural analysis, seismic vulnerability, inelastic drifts, earthquake

# CONTENIDO

## 5.

1. APROBACIÓN DEL TUTOR .....	I
2. DECLARACIÓN DE AUTORIA.....	II
3. CERTIFICACIÓN DE APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	III
4. DEDICATORIA .....	IV
5. AGRADECIMIENTO .....	V
6. SÍNTESIS .....	VI
7. ABSTRACT.....	VII
8. ÍNDICE DE ECUACIONES .....	XIV
CAPITULO I. ....	1
1.Problema .....	1
1.1 Título .....	1
1.2 Antecedentes.....	1
1.3 Justificación.....	2
1.4 Propuesta .....	2
1.5 Objetivos.....	3
1.5.1 Objetivo general.....	3
1.5.2 Objetivos específicos. ....	3
CAPITULO II.....	4
2. fundamentación teórica. ....	4
2.1 Análisis de vulnerabilidad sísmica. ....	4
2.2 Definición de sismo .....	5
2.3 Peligrosidad sísmica .....	5
2.4 Estructuras de hormigón armado .....	6
2.5 Sistemas estructurales de hormigón armado.....	7
2.6 Método de diseño sísmico .....	7

2.6.1 Pórticos especiales resistentes a momentos .....	8
2.7 Configuración estructural .....	9
2.7.1 Irregularidades y coeficientes de regularidad en planta.....	9
2.7.2 Irregularidades y coeficientes de regularidad en elevación .....	10
2.8 Modelos de análisis .....	12
2.8.1 Análisis estático lineal .....	12
2.8.2 Análisis dinámico lineal.....	13
2.9 Normativa de diseño sismorresistente NEC 2015 .....	13
2.9.1 Zonificación sísmica y factor de zona Z.....	13
2.9.2 Coeficientes de perfil de suelo .....	15
2.9.3 Espectros elásticos de diseño .....	17
2.9.4 Coeficiente de importancia I.....	18
2.9.5 Factor de resistencia sísmica R .....	19
2.9.6 Cortante basal de diseño .....	21
2.9.7 Ajuste del corte basal dinámico .....	22
2.9.8 Inercia de las secciones agrietadas.....	22
2.9.9 Carga sísmica reactiva W .....	22
2.9.10 Fuerzas sísmicas laterales. ....	23
2.9.11 Modos de vibración.....	24
2.9.12 Derivas de piso .....	25
2.10 Aplicación del procedimiento de evaluación visual rápido FEMA P-154 .....	25
<b>CAPÍTULO III.....</b>	<b>28</b>
<b>3. Diseño Metodológico.....</b>	<b>28</b>
3.1 Generalidades de la edificación .....	28
3.1.1 Ubicación geográfica de la edificación.....	28
3.1.2 Recopilación de datos .....	29
3.2 Procedimiento de evaluación visual rápido FEMA P-154.....	35

3.3 Normativa aplicada.....	39
3.4 Cargas .....	39
3.4.1 Carga viva. ....	39
3.4.2 Carga muerta .....	40
3.5 Característica del suelo .....	41
3.6 Ensayos a los elementos estructurales .....	41
3.6.1 Ensayo de esclerometría.....	46
3.6.2 Ensayo de pachometría .....	47
3.7 Modelado del edificio .....	51
3.7.1 Descripción de los elementos.....	51
3.7.2 Propiedades de los materiales. ....	51
3.7.3 Propiedades de los elementos estructurales .....	54
3.7.4 Asignación de patrones de carga.....	57
3.7.5 Combinaciones de carga .....	57
3.7.6 Verificación de irregularidades en el edificio .....	58
3.7.7 Determinación del periodo aproximado T y el coeficiente k.....	58
3.7.8 Espectro de diseño. ....	59
3.7.9 Cálculo de cortante basal .....	60
3.7.8 Ajuste del cortante basal dinámico .....	62
CAPITULO IV.....	64
4. Análisis de resultados .....	64
4.1 Resultados obtenidos con el software etabs.....	64
4.1.1 Participación modal .....	64
4.1.2 Comparación de periodo fundamental de la estructura “t” .....	66
4.1.3 Control de Derivas de pisos. ....	67
4.1.4 Desplazamientos máximos.....	68
4.1.5 Deflexiones máximas.....	69

4.2 Propuesta de reestructuración de la edificación para corregir periodos y derivas.	71
4.2.1 Comparación del Periodo Fundamental de la reestructuración de la estructura	
.....	72
4.2.3 Control de Derivas de pisos de la reestructuración.....	73
5. Conclusiones .....	75
6. Recomendaciones .....	76
7. Bibliografía .....	77
8. Anexos .....	80

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación de edificios de hormigón armado .....	8
Tabla 2. Valores del factor $Z$ en función de la zonificación sísmica.....	14
Tabla 3. Perfiles de suelo. ....	15
Tabla 4. Factores de sitio $F_a$ .....	16
Tabla 5. Factor de sitio $F_d$ .....	16
Tabla 6. Factor de sitio $F_s$ .....	17
Tabla 7. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	19
Tabla 8. Coeficiente de resistencia sísmica para sistemas estructurales dúctiles .....	20
Tabla 9. Valores para $C_t$ y $\alpha$ .....	22
Tabla 10. Período de vibración de la estructura $T$ . ....	24
Tabla 11. Valores de $\Delta M$ máximos, expresados como fracción de la altura del piso .	25
Tabla 12. Estructuras utilizadas por el Fema P-154. ....	26
Tabla 13. Coordenadas Geográficas de la edificación.....	28
Tabla 14. Cargas vivas.....	39
Tabla 15. Carga muerta para las losas 1,2 y 3 .....	40
Tabla 16. Carga muerta para la losa 4.....	40
Tabla 17. Resultados del ensayo de esclerometria.....	47
Tabla 18. Resultados del ensayo de pachometria .....	48
Tabla 19. Elementos estructurales .....	51

Tabla 20. Datos para el espectro de diseño .....	59
Tabla 21. Periodos de vibracion.....	60
Tabla 22. Peso sismico de la estructura .....	62
Tabla 23. Participacion Modal.....	64
Tabla 24. Derivas inelasticas .....	67
Tabla 25. Desplazamientos máximos. ....	68
Tabla 26. Deflexiones máximas por pisos .....	69
Tabla 27. Participacion modal de la reestructuración .....	72
Tabla 28. Derivas inelasticas de la reestructuración .....	73

## INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Irregularidades en Planta .....	10
Ilustración 2. Irregularidades en elevación .....	11
Ilustración 3. Zonas sísmicas para propósito de diseño.....	14
Ilustración 4. Espectro elástico de diseño.....	17
Ilustración 5. Modos de vibración de una estructura. ....	24
Ilustración 6. Matriz de análisis de la vulnerabilidad sísmica de una edificación.....	27
Ilustración 7. Ubicación satelital del edificio. ....	28
Ilustración 8. Plano planta baja de la edificación .....	30
Ilustración 9. Plano piso 2 de la edificación .....	31
Ilustración 10. Plano piso 3 de la edificación .....	32
Ilustración 11. Plano piso 4 de la edificación .....	33
Ilustración 12. Plano piso 5 de la edificación .....	34
Ilustración 13. Tabla de análisis nivel 1, de muy alta sismicidad.....	36
Ilustración 14. Tabla de análisis nivel 2, de muy alta sismicidad.....	38
Ilustración 15. Períodos de vibración del suelo y curvas de nivel.....	41
Ilustración 16: Ubicación de columnas y vigas a ensayar en el primer nivel .....	42
Ilustración 17. Ubicación de columnas y vigas a ensayar en el segundo nivel .....	43
Ilustración 18. Ubicación de columnas y vigas a ensayar en el tercer nivel.....	44
Ilustración 19. Ubicación de columnas y vigas a ensayar en el primer nivel .....	45
Ilustración 20. Detalles en elevación de la columna de 20x20 cm .....	49
Ilustración 21. Sección transversal de columnas de 30x20 cm.....	49

Ilustración 24. Sección transversal de viga de 20x20 cm .....	50
Ilustración 22. Detalle estructural en viga de 20x20.....	50
Ilustración 23. Sección transversal de viga de 40x20 cm .....	50
Ilustración 25. Detalle estructural en viga de 40x20.....	50
Ilustración 26. Definición de las propiedades del acero de refuerzo .....	52
Ilustración 27. Definición de las propiedades del hormigón .....	53
Ilustración 28. Asignación de propiedades de columna de 20x30 cm.....	54
Ilustración 29. Propiedades del acero de refuerzo en columna de 30x30.....	54
Ilustración 30. Asignación de propiedades de viga de 20x20 cm.....	55
Ilustración 31. Asignación de propiedades de viga de 40x20 cm.....	55
Ilustración 32. Propiedades del acero de refuerzo en viga de 20x20 cm.....	56
Ilustración 33. Asignación de propiedades de la losa .....	56
Ilustración 34. Asignación de patrones de carga. ....	57
Ilustración 35. Determinación del espectro de diseño en el programa ETABS.....	60
Ilustración 36. Ingreso del valor del coeficiente sísmico y k en dirección x.....	61
Ilustración 37. Ingreso del valor del coeficiente sísmico y k en dirección y .....	61
Ilustración 38. Modelo final del edificio “Ferretería Central” .....	63
Ilustración 39. Movimiento rotacional en el primer modo de vibración. ....	65
Ilustración 40. Movimiento rotacional en el segundo modo de vibración.....	65
Ilustración 41. Movimiento rotacional en el tercer modo de vibración. ....	66
Ilustración 43. Desplazamientos máximos por pisos dirección “x” .....	68
Ilustración 42. Desplazamientos máximos por pisos dirección “y” .....	69
Ilustración 44. Deflexión máxima en elemento estructural del piso4.....	70
Ilustración 45. Deflexión máxima en elemento estructural del piso4.....	70
Ilustración 46. Deflexión máxima en elemento estructural del piso4.....	70
Ilustración 47. Deflexión máxima en elemento estructural del piso4.....	70
Ilustración 48. Modelado de la reestructuración del edificio “Ferretería Central” .....	71
Ilustración 49. Derivas máximas de pisos dirección “x” .....	74
Ilustración 50. Derivas máximas de pisos dirección “x” .....	74

## 8. ÍNDICE DE ECUACIONES

<b>Ecuación 1</b> .....	9
<b>Ecuación 2</b> .....	10
<b>Ecuación 3</b> .....	18
<b>Ecuación 4</b> .....	18
<b>Ecuación 5</b> .....	21
<b>Ecuación 6</b> .....	21
<b>Ecuación 7</b> .....	23
<b>Ecuación 8</b> .....	23
<b>Ecuación 9</b> .....	23
<b>Ecuación 10</b> .....	52
<b>Ecuación 11</b> .....	52
<b>Ecuación 12</b> .....	58
<b>Ecuación 13</b> .....	58
<b>Ecuación 15</b> .....	60
<b>Ecuación 16</b> .....	62
<b>Ecuación 17</b> .....	67
<b>Ecuación 18</b> .....	70

## **6. CAPITULO I.**

### **1. Problema**

#### **1.1 Titulo**

Evaluación de vulnerabilidad sísmica del edificio, "Ferretería Central", situado en la Avenida 108, entre calles 105 y 106, en la ciudad de Manta, Ecuador.

#### **1.2 Antecedentes**

Ecuador es un país el cual se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico, esto debido a su ubicación geológica entre las placas tectónicas de nazca y sudamericana, las cuales presentan una alta intensidad sísmica y volcánica debido al choque de las mismas. Por tales motivos, es frecuente observar daños severos en las edificaciones expuestas a la sismicidad del país. Las estructuras a menudo fallan al no cumplir las demandas sísmicas, un hecho que se hizo evidente tras el terremoto de 2016, el cual ocasionó pérdidas irreparables tanto a nivel material como humano.

La ciudad de Manta experimentó el colapso de múltiples edificaciones durante el evento sísmico. El mayor número de afectaciones se concentró específicamente en la denominada Zona Cero, situada en la parroquia Tarqui. Estos inmuebles mostraron un desempeño sísmico deficiente, lo cual probablemente se deba a diseños estructurales basados en normativas obsoletas, controles de calidad de construcción inadecuados, entre otros factores.

El evento sísmico del 16 de abril de 2016 marcó el inicio de un interés significativo en los estudios de análisis de vulnerabilidad sísmica de las estructuras. Estas evaluaciones nos permiten prever el comportamiento de las edificaciones ante futuros sismos y determinar si es necesario un reforzamiento, con el fin de evitar que se repita la catástrofe humana y material que vivió Ecuador durante el 16A.

### **1.3 Justificación**

El estudio actual tiene como finalidad evaluar la vulnerabilidad sísmica que presenta el edificio, “Ferretería Central”, situado en la avenida 108 entre calles 105 y 106, en la ciudad de Manta-Manabí, donde mediante este análisis se conocerá su comportamiento dinámico, permitiendo así, conocer el requerimiento pertinente que necesite la edificación mediante algún refuerzo a nivel estructural y salvaguardar la integridad de las personas que laboran y habitan en dicha construcción. La edificación sufrió daños muy graves en el terremoto del 16 de abril del 2016, tanto estructurales como de mamposterías, y no recibió atención técnica de evaluación estructural.

El inmueble quedó inhabilitado post evento sísmico ya que presento daños moderados a lo largo de su configuración estructural. Por ello, resulta de gran interés el análisis de la edificación, donde será muy importante el estudio de vulnerabilidad sísmica, el cual nos permitirá conocer el comportamiento dinámico ante un evento sísmico y las acciones más recomendables a tomar para poder mitigar posibles daños estructurales y garantizar la seguridad de los habitantes y trabajadores.

### **1.4 Propuesta**

El propósito de este estudio es cuantificar el grado de afectación estructural potencial del edificio y sus componentes, posterior a un evento sísmico. Esta evaluación se vinculará directamente con los índices de vulnerabilidad, los cuales consideran parámetros clave de desempeño estructural como las derivas de piso y los desplazamientos máximos.

## **1.5 Objetivos**

### **1.5.1 Objetivo general**

Evaluar la vulnerabilidad sísmica del edificio, “Ferretería Central”, situado en la avenida 108 entre av. 48 y 47, en la ciudad de Manta, Ecuador”

### **1.5.2 Objetivos específicos.**

- Recolectar información sobre la edificación mediante ensayos estructurales no destructivos para el óptimo desarrollo de la investigación.
- Verificar la geometría de la estructura seleccionada con los planos arquitectónicos.
- Realizar el modelo matemático en un software de análisis y diseño estructural y ejecutar los análisis estructurales estáticos y dinámicos en el rango lineal del edificio “Ferretería central”.
- Identificar las derivas de pisos y desplazamientos que puedan existir en la estructura del edificio, “Ferretería Central”.

## **7. CAPITULO II**

### **8. 2. fundamentación teórica.**

#### **2.1 Análisis de vulnerabilidad sísmica.**

La realización de un análisis de vulnerabilidad sísmica es un paso fundamental en la seguridad de las infraestructuras. Los estudios profundos asociados a este análisis son cruciales porque proporcionan una comprensión clara del estado de la construcción y permiten modelar su comportamiento dinámico. Estos resultados son indispensables para garantizar que la edificación pueda soportar las exigencias sísmicas, protegiendo así las vidas y el patrimonio.

De acuerdo con (Caicedo, Barbat, José, & Aguiar, 1994) definen la vulnerabilidad sísmica:

Como el grado de daño que resulta por la ocurrencia de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad dada. Por otra parte, la función de vulnerabilidad de una estructura es aquella que describe gráfica o matemáticamente su vulnerabilidad para varias intensidades del movimiento del terreno, siendo estas intensidades expresadas preferiblemente por valores de algún parámetro físico, como por ejemplo la aceleración máxima del terreno o bien por uno de los grados en cualquier escala macro sísmica. (p. 7)

Cada estructura posee características únicas que determinan su comportamiento, desde el diseño y los materiales hasta la ejecución. Un desempeño sísmico bajo puede ocurrir si estas variables no se gestionaron correctamente, sin importar si la zona es de baja o muy alta sismicidad. Así, si una construcción ha sido comprometida por movimientos telúricos anteriores, se justifica su análisis como objeto de estudio para determinar su vulnerabilidad mediante una evaluación específica, cuya metodología es seleccionada por el profesional de ingeniería a cargo.

Dichas evaluaciones de vulnerabilidad de acuerdo con (Caicedo, Barbat, José, & Aguiar, 1994), pueden ser de tres maneras: a través de ejemplos numéricos que muestren el daño sísmico de estructuras, mediante una inspección de edificios que sean existentes o por medio de pruebas realizadas en laboratorio. Sin embargo, se debe distinguir entre dos tipos: la vulnerabilidad observada, que hace referencia a la examinación de los daños que ha sufrido

una edificación después de un evento sísmico. Por último, la vulnerabilidad calculada, que hace referencia al modelo matemático calculado por medio de un modelo estructural y cuyos resultados son expresados en función de probabilidad.

## **2.2 Definición de sismo**

“Los sismos se originan debido a la liberación de energía acumulada que se produce cuando los materiales del interior de la Tierra se desplazan en todas direcciones. La energía liberada se desplaza a través de la tierra en forma de ondas, a partir de la inestabilidad que es producida mediante el movimiento relativo entre placas tectónicas como consecuencia de actividades volcánicas, movimientos de ladera, hundimiento de cavernas, variaciones bruscas en la presión atmosférica por ciclones e incluso la actividad humana.” (Bergman, Ondas sísmicas: Movimientos y Temblores Durante un Terremoto., 2016)

## **2.3 Peligrosidad sísmica**

De acuerdo con (Benito & Jiménez, 1999) definen la peligrosidad sísmica “Como la probabilidad de excedencia de un cierto valor de la intensidad del movimiento del suelo producido por terremotos, en un determinado emplazamiento y durante un período de tiempo dado.” (p.14).

Con el fin de llevar a cabo una evaluación precisa de la peligrosidad sísmica, se emplean muestreos probabilísticos simplificados que se rigen por estándares estadísticos. Esto es fundamental para entender el movimiento del suelo, la cinemática de los eventos sísmicos en un área específica y su origen. Utilizando datos históricos, los resultados se cuantifican mediante la probabilidad de que una intensidad de terremoto sea excedida o la probabilidad de que ocurra un sismo de cierta magnitud.

Ecuador es un país el cual se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico, esto debido a su ubicación geológica entre las placas tectónicas de nazca y sudamericana, las cuales presentan una alta intensidad sísmica y volcánica debido al choque de las mismas.

De acuerdo con (Martínez & Reinoso, 2016):

El peligro sísmico en Ecuador está regido principalmente por dos tipos de fuentes sísmicas: subducción (interplaca e intraplaca), y de tipo corticales (superficiales). En

cada una de estas fuentes se lleva a cabo un proceso de acumulación y liberación de energía independiente del que ocurre en las demás fuentes. Los sismos interplaca (profundidad < 40 km) corresponden a los sismos que se generan por el roce entre la placa de Nazca que subduce bajo la placa Sudamericana a lo largo de su zona de convergencia. Los sismos intraplaca (profundidad entre 40 y 300 km) corresponden a los sismos de falla normal de profundidad intermedia, localizados dentro de la placa oceánica de Nazca que subduce bajo la placa continental Sudamericana. Los sismos corticales (profundidad < 40 km) corresponden a los sismos someros que ocurren dentro de la placa Sudamericana. (p.3)

## **2.4 Estructuras de hormigón armado**

Las estructuras son el “Conjunto de elementos estructurales ensamblados para resistir cargas verticales, sísmicas y de cualquier otro tipo. Las estructuras pueden clasificarse en estructuras de edificación y otras estructuras distintas a las de edificación (puentes, tanques, etc)” (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015, p. 9).

La configuración de los elementos estructurales de un edificio varía en función de su tipología constructiva. Al referirnos a la estructura principal, hacemos referencia al sistema de soporte encargado de resistir todas las cargas actuantes. Estas cargas, que interactúan dentro del sistema estructural, son cruciales para la integridad física de la edificación. La estructura del edificio debe ser capaz de soportar eficientemente tanto las cargas externas como las internas.

El hormigón armado es un material compuesto por concreto simple, mezcla de cemento, agua y agregados, potenciado con armaduras de acero de refuerzo. Es el material más utilizado en la ingeniería estructural porque la colaboración entre sus componentes permite un desempeño eficiente bajo diversas cargas. Las propiedades combinadas del hormigón y el acero dotan a la estructura de la resistencia, rigidez y ductilidad necesarias. No obstante, para alcanzar estos efectos, es indispensable asegurar un diseño de ingeniería correcto, una ejecución meticulosa y un control de obra estricto para garantizar la integridad a largo plazo de la estructura.

## 2.5 Sistemas estructurales de hormigón armado

De acuerdo con lo estipulado en la NEC-2015, El correcto comportamiento sísmico de las estructuras de hormigón armado depende del cumplimiento de parámetros esenciales como la ductilidad y la disipación de energía.

Durante un sismo severo el cortante que se desarrolla en vigas, columnas y muros, así como otras acciones internas, dependen de la capacidad real a flexión de las rótulas plásticas que se han formado y por lo que el diseño a corte, no deben tomarse de los resultados del análisis. (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015, p. 23)

Las deformaciones inelásticas producidas por los sismos en las rótulas plásticas requieren que el material mantenga un comportamiento dúctil. Es esencial limitar los mecanismos frágiles, tales como fallas por corte o un confinamiento insuficiente.

## 2.6 Método de diseño sísmico

Es fundamental que las estructuras de hormigón armado posean mecanismos dúctiles para disipar energía sísmica. La ubicación y formación de las rótulas plásticas deben ser consistentes con el sistema estructural adoptado por el diseñador.

Este comportamiento dúctil se obtiene mediante el "diseño por capacidad", un enfoque útil hacia la resistencia. Bajo este método, los elementos y secciones críticas se dimensionan utilizando momentos y fuerzas de corte amplificadas.

Se debe tener en cuenta la sobre resistencia de las rótulas plásticas y las solicitaciones internas producidas por los modos de vibración. (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015, p. 24)

Expuesto lo anterior se presenta en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** la clasificación de sistemas estructurales de hormigón armado de acuerdo con el mecanismo dúctil esperado:

Tabla 1. Clasificación de edificios de hormigón armado

<b>Sistema Estructural</b>	<b>Elementos que resisten sismo</b>	<b>Ubicación de las rótulas plásticas</b>	<b>Objetivo del detallamiento</b>
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y bases de columnas primer piso	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte, pero débil a flexión.
Pórticos con vigas banda	Columnas y vigas banda	Extremo de vigas y bases de columnas primer piso	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y punzonamiento, pero débil a flexión.
Muros estructurales	Columnas y muros estructurales	En la base de los muros y columnas primer piso (a nivel de la calle)	Muro fuerte en corte, débil a flexión. Columna no falla por corte.
Muros estructurales acoplados	Columnas, muros estructurales y vigas de acople	En la base de los muros y columnas primer piso (a nivel de la calle). Extremo vigas de acople.	Muro fuerte en corte, débil a flexión. Columna no falla por corte. Viga de acople fuerte en corte débil en flexión.

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

### 2.6.1 Pórticos especiales resistentes a momentos

De acuerdo con (Hernández, s.f) los pórticos resistentes a momentos son “sistemas capaces de incursionar y disipar energía en el rango inelástico de manera estable, ante un evento sísmico. El nivel de detallado proporciona la resistencia y ductilidad requerida para la condición sismorresistente más exigente, de conformidad a los lineamientos normativos” (p. 6).

La implementación de estos sistemas de pórticos es crucial en áreas de sismicidad elevada, debido a su aptitud para soportar las demandas combinadas de esfuerzos axiales, momentos flectores y fuerzas cortantes. Su beneficio principal reside en la capacidad de prevenir fallas de tipo frágil, garantizando un desempeño estructural eficiente, siempre y cuando se respeten los requerimientos de diseño y los detalles constructivos especificados en la normativa vigente.

## 2.7 Configuración estructural

La configuración estructural de una estructura se basa en la distribución de sus elementos estructurales, tanto en planta como en elevación. Se procura que los diseños de una estructura sean simples y regulares por poder obtener estabilidad, resistencia y un correcto desempeño sísmico. Al contrario, de estructuras con configuraciones estructurales complejas que se deben evitar con el propósito de eludir la acumulación de daño en alguno de sus componentes que puedan debilitar la ductilidad general del sistema.

Dado el caso que se tengan estructuras irregulares, la Norma Ecuatoriana de la Construcción implementa coeficientes de configuración estructural que penalizan a la estructura con el fin de aumentar el valor de la cortante de diseño y poder brindarle mayor resistencia, sin embargo, esto no impide que la estructura pueda tener un deficiente comportamiento sísmico.

### 2.7.1 Irregularidades y coeficientes de regularidad en planta

Los tipos de irregularidades en planta se pueden observar en la Ilustración 1 que nos muestra la Norma Ecuatoriana de la Construcción Diseño Sismorresistente.

El valor del coeficiente estructural se obtendrá a partir de la siguiente expresión:

$$\phi_P = \phi_{PA} * \phi_{PB} \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:

$\phi_P$  Coeficiente de regularidad en planta

$\phi_{PA}$  Mínimo de valor de  $\phi_{Pi}$  de cada piso de  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades de tipo: 1, 2 y 3.

$\phi_{PB}$  Mínimo valor de  $\phi_{Pi}$  de cada piso de  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades de tipo: 4.

$\phi_{Pi}$  Coeficiente de configuración en planta.

Cabe mencionar que cuando una estructura no presenta ningún tipo de irregularidad en planta descrita en la tabla de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 se considerará el valor de 1 y la estructura será regular en planta.

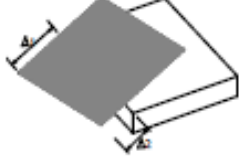
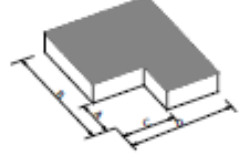
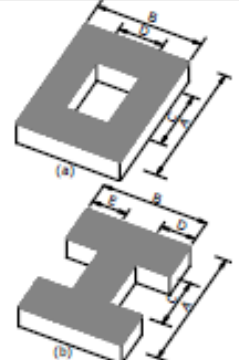

<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_{tr}=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math>          Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente 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_{tr}=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math>          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_{tr}=0.9</math>          a) <math>C \times D &gt; 0.5A \times B</math>          b) <math>[C \times D + C \times E] &gt; 0.5A \times B</math>          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_{tr}=0.9</math>          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>	

Ilustración 1: Irregularidades en Planta  
Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

### 1.7.2 Irregularidades y coeficientes de regularidad en elevación

Los tipos de irregularidades en elevación se pueden observar en la Ilustración 2 que nos muestra la Norma Ecuatoriana de la Construcción Diseño Sismorresistente.

El valor del coeficiente estructural en elevación se obtendrá a partir de la siguiente ecuación:

$$\phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB} \quad \text{Ecuación 2}$$

Donde:

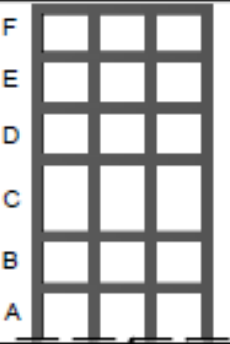
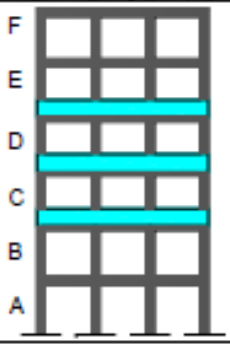
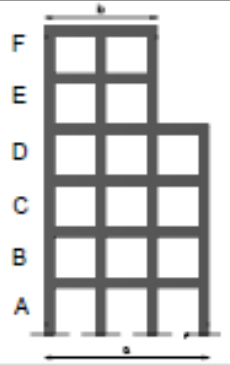
$\phi_E$  Coeficiente de regularidad en elevación

$\phi_{EA}$  Mínimo de valor de  $\phi_{Ei}$  de cada piso de  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades de tipo: 1.

$\phi_{EB}$  Mínimo valor de  $\phi_{Ei}$  de cada piso de  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades de tipo: 1;  $\phi_{Ei}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y 3.

$\phi_{Ei}$  Coeficiente de configuración en elevación.

Si la estructura no presenta ningún tipo de irregularidad en elevación descrita en la tabla de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 se considerará el valor de 1 y la estructura será regular 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_D</math>  Rigidez <math>&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>	

**Ilustración 2.** Irregularidades en elevación  
Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

## **2.8 Modelos de análisis**

Con el fin de obtener resultados fiables basados en un análisis correcto, se utilizarán los procedimientos de análisis lineal de la estructura.

El modelo de análisis lineal asume una relación directamente proporcional entre las cargas y las deformaciones. Esto implica que el material permanece dentro del rango elástico, sin experimentar deformaciones plásticas ante un determinado nivel de esfuerzo.

Este tipo de análisis abarca dos clasificaciones:

- Análisis estático lineal
- Análisis dinámico lineal

### **2.8.1 Análisis estático lineal**

El análisis estático lineal según (Prismacim, 2024) “Es aquel en el cual las fuerzas son directamente proporcionales a los desplazamientos (tensiones – deformaciones) tal y como su nombre indica, hay una relación lineal entre estas dos variables. La curva que describe esta relación es una línea recta.”, con este análisis los resultados obtenidos son muchos más rápidos, sin embargo, su precisión no es la más exacta a diferencia del no lineal que se obtiene a través de cálculo más minucioso con resultado más exacto.

Las consideraciones fundamentales para este tipo de análisis son las siguientes:

- Se asume que los materiales del edificio se comportan dentro de su rango lineal, manteniendo una proporcionalidad directa entre las cargas aplicadas y las deformaciones resultantes.
- Los diafragmas de entrepiso se modelan con rigidez infinita, lo que implica que solo permiten desplazamientos horizontales en los ejes "x", "y" y rotación alrededor del eje "z", pero no sufren deformación interna.

Por consiguiente, el sistema de ecuaciones considera tres variables por cada nivel de la estructura desplazamientos en X, en Y y rotación en Z. En la NEC en capítulo DS, establece el DBF, diseño baso en fuerzas, método lineal, donde las estructuras irregulares deberán ser sometida a este, ya que, diseña las estructuras para resistir fuerzas sísmicas, a través, de las diferentes combinaciones de fuerzas actuantes horizontales.

### **2.8.2 Análisis dinámico lineal**

Por otra parte, el análisis dinámico modela la estructura como un sistema de varios grados de libertad, donde las columnas proporcionan la rigidez lateral y la losa funciona como un diafragma rígido que permite traslaciones horizontales. Este análisis simula el comportamiento del edificio al ser sometido a una fuerza dinámica lateral, como puede ser el movimiento del terreno causado por un sismo. Es decir, el equilibrio estático se interrumpe por las vibraciones transmitidas desde el suelo durante un período de tiempo específico, generando desplazamientos y oscilaciones en la estructura.

De este enfoque se desprende el análisis modal, un proceso que describe la respuesta de la estructura en función de sus propiedades dinámicas y parámetros modales. Estos parámetros clave incluyen la frecuencia natural, el amortiguamiento inherente y los modos de vibración característicos. Dado que las estructuras poseen frecuencias y modos de vibración únicos que dependen directamente de su masa y rigidez, es fundamental conocer estos parámetros para evaluar cómo impactarán las fuerzas dinámicas sobre el sistema estructural.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción, en su capítulo NEC-SE-DS, introduce el método de Diseño Basado en Desplazamientos (DBD). Esta metodología permite la implementación del enfoque de diseño por capacidad. Los sistemas o elementos sismorresistentes deben dimensionarse considerando criterios de ductilidad, con el objetivo de asegurar una respuesta adecuada y controlada ante las sollicitaciones dinámicas de un sismo.

## **2.9 Normativa de diseño sismorresistente NEC 2015**

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece los siguientes parámetros para definir el espectro de diseño:

### **2.9.1 Zonificación sísmica y factor de zona Z**

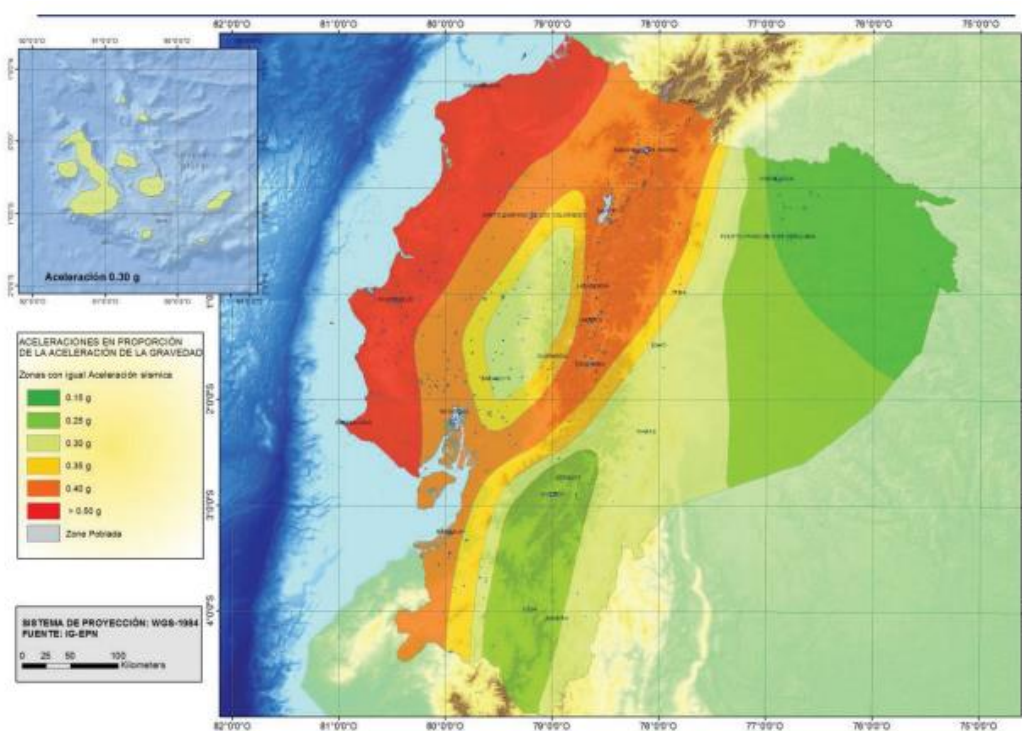
El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015).

Tabla 2. Valores del factor Z en función de la zonificación sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	>0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

De acuerdo con las zonas sísmicas marcadas en el mapa de zonificación tendremos el propósito de diseño y el valor del factor de zona z de determinada estructura, debido a que nos proporcionará la caracterización del peligro sísmico a la que estará expuesta. El valor del factor de zona z se encuentra en el rango de intermedia a muy alta exposición al peligro sísmico cuyos valores van de 0.15 a  $\geq 0.50$  respectivamente.



**Ilustración 3.** Zonas sísmicas para propósito de diseño.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015

## 2.9.2 Coeficientes de perfil de suelo

Se definen seis perfiles de suelo en función a la velocidad de propagación de ondas de corte, definidas en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

Tabla 3. Perfiles de suelo.

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50$ $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista.	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Conforme con la zona sísmica, factor z y la clasificación del tipo de perfil de subsuelo se pueden obtener los coeficientes  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$ . El coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto ( $F_a$ ), incrementa las ordenadas del espectro de la respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos en el sitio (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

Tabla 4. Factores de sitio  $F_a$

Tipo de perfil de subsuelo	Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Por otra parte, el coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca ( $F_d$ ) muestra los valores expuestos en la Tabla 5.

Tabla 5. Factor de sitio  $F_d$

Tipo de perfil de subsuelo	Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

En última parte, el coeficiente del comportamiento no lineal del suelo ( $F_s$ ) que contempla la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de la frecuencia de excitación sísmica y desplazamientos relativos del suelo, para espectros de aceleraciones y desplazamientos (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

Tabla 6. Factor de sitio  $F_s$

Tipo de perfil de subsuelo	Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

### 2.9.3 Espectros elásticos de diseño

El espectro de diseño elástico relaciona la aceleración del terreno con el nivel de sismo de diseño esperado. Dicha curva se genera asumiendo un coeficiente de amortiguamiento estándar del 5% respecto al amortiguamiento crítico.

El espectro elástico está dado en función de la Ilustración 4:

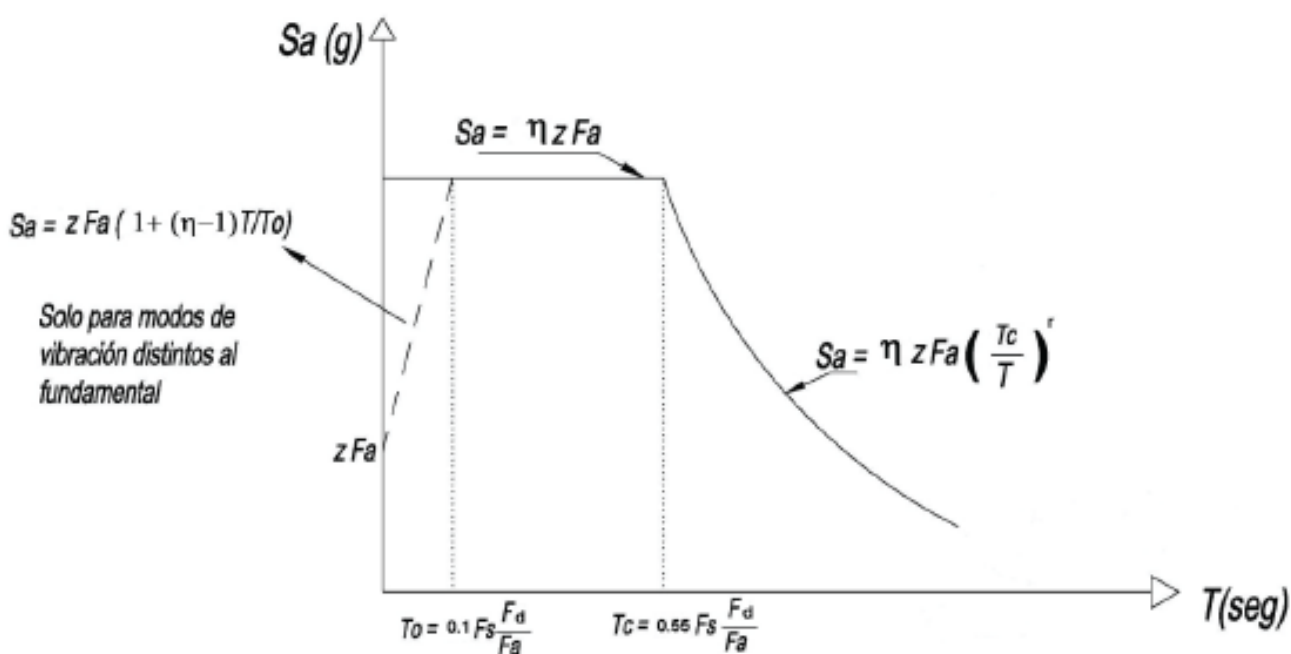


Ilustración 4. Espectro elástico de diseño.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015

Donde:

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

Vendrá dado por los valores:

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

$r$ : factor usado en el espectro elástico, del cual sus valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto. Será igual a 1 para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E, para este tipo de suelo el valor será 1.5.

Los periodos límites de vibración, se calculan mediante ecuaciones:

$$T_c = 0.55F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 3}$$

Período límite de vibración

$$T_o = 0.10F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 4}$$

Período límite de vibración

#### 2.9.4 Coeficiente de importancia I

El propósito del coeficiente de importancia es amplificar la demanda sísmica de diseño aplicada a ciertas estructuras, basándose en sus características operativas. El objetivo es asegurar que edificaciones críticas mantengan su funcionalidad y no sufran daños significativos, ni en sus elementos estructurales ni en los no estructurales, inmediatamente después de la ocurrencia de un evento sísmico. Estos valores vienen establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción mediante la Tabla 7.

Tabla 7. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

<b>Categoría</b>	<b>Tipo de uso, destino e importancia</b>	<b>Coeficiente I</b>
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 antincendios. 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: (NEC-SE-DS, 2015)

### **2.9.5 Factor de resistencia sísmica R**

El factor de resistencia sísmica R, se determina por el diseño sismorresistente. Para sistemas dúctiles, que es la meta del proyecto, R se aplica en el cálculo del cortante basal, previa verificación de los requisitos de ductilidad. Cabe destacar que el factor R se reduce si la estructura presenta irregularidades en planta o en elevación, según lo dictamina la normativa.

Para la elección del factor R, se sigue variables específicas, como lo establece la NEC-SE-DS, estas variables son:

- Tipo de estructura.
- Tipo de suelo.
- Período de vibración considerado

Factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite.

A su misma vez están agrupados según sus características, se observa en la Tabla 8:

Tabla 8. Coeficiente de resistencia sísmica para sistemas estructurales dúctiles

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

### 2.9.6 Cortante basal de diseño

El cortante basal de diseño que se aplica a una estructura, calculado considerando el nivel de cargas últimas, se determina mediante la siguiente ecuación.

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} * W \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde:

$I$  : Factor de Importancia

$S_a(T_a)$  : Espectro de diseño en aceleración

$\phi_P\phi_E$  : Coeficientes de configuración en planta y elevación

$R$  : Factor de reducción de resistencia sísmica

$W$  : Carga sísmica reactiva de la estructura.

Por otro lado, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) establece el procedimiento para determinar el período de vibración aproximado de la estructura mediante la siguiente ecuación:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ecuación 6}$$

Donde:

- $C_t$ : Coeficiente que depende del tipo de edificio
- $h_n$ : Altura máxima de la edificación.
- $\alpha$ : Coeficiente

De acuerdo con el tipo de estructura se presentan en la Tabla 9 los valores para  $C_t$  y  $\alpha$ .

Tabla 9. Valores para  $C_t$  y  $\alpha$

<b>Tipo de estructura</b>	<b><math>C_t</math></b>	<b><math>\alpha</math></b>
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.80
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basada en muros y mampostería estructurales	0.055	0.75

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

### 2.9.7 Ajuste del corte basal dinámico

Para el ajuste del cortante basal obtenido, la normativa NEC-SE-DS establece que el valor resultante de cualquier método de análisis debe satisfacer una serie de condiciones específicas. Estas condiciones varían en función de la configuración geométrica de la estructura, es decir, si se clasifica como regular o irregular, debiendo cumplir con algunos criterios.

### 2.9.8 Inercia de las secciones agrietadas

Inercia de las secciones agrietadas Según (NEC-SE-DS, 2015)” En este caso, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas, se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:”

- 0.5  $I_g$  para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- 0.8  $I_g$  para columnas
- 0.6  $I_g$  para muros estructurales

### 2.9.9 Carga sísmica reactiva W

Según (NEC-SE-DS, 2015) “La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo. Independientemente del método de análisis descrito, se usará la siguiente carga sísmica reactiva W.”

$$W = D \quad \text{Ecuación 7}$$

- Donde D, es la carga muerta total de la estructura, sin embargo cuando se tiene casos especiales, como bodegas o almacenes, se aplica la siguiente fórmula:

$$W = D + 0.25 \sum L_i \quad \text{Ecuación 8}$$

- Donde  $L_i$ , es la carga viva del piso  $i$ .

### 2.9.10 Fuerzas sísmicas laterales.

Según la (NEC-SE-DS, 2015) “La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal (triangular), similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del período fundamental de vibración  $T_a$ ”

Al comprender que los sismos liberan energía mediante ondas, se concluye que el movimiento telúrico no impacta directamente la estructura. Más bien, los daños en los elementos estructurales, como vigas o columnas, son el resultado de las vibraciones inducidas que se propagan a través de la base del edificio.

Las fuerzas laterales se dan por la superposición de las fuerzas asociadas a cada modo de vibración teniendo la siguiente ecuación:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V \quad \text{Ecuación 9}$$

Donde:

$V$  = Cortante total en la base de la estructura.

$V_x$  = Cortante total en el piso  $x$  de la estructura.

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

$F_x$  = Fuerza lateral aplicada en el piso  $x$  de la estructura

$n$  = Número de pisos de la estructura

$W_x$  = Peso asignado al piso o nivel  $x$  de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  $W$  (incluye la fracción de la carga viva correspondiente).

$W_i$  = Peso asignado al piso o nivel  $i$  de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  $W$  (incluye la fracción de la carga viva correspondiente).

$h_x$  = Altura del piso x de la estructura.

$h_i$  = Altura del piso i de la estructura.

$k$  = Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T.

Para determinar el coeficiente k, el cual está relacionado con el período de vibración T de la estructura, será necesario emplear la Tabla 10 que se presenta a continuación:

Tabla 10. Período de vibración de la estructura T.

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

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

### 2.9.11 Modos de vibración

Los modos de vibración describen la forma característica en que una estructura oscila ante una carga dinámica aplicada. El número de modos de vibración que presenta la edificación corresponde directamente con sus grados de libertad por nivel; para esta investigación, se consideraron tres grados de libertad por piso. Los tres primeros modos de vibración son particularmente relevantes, ya que deben manifestar desplazamientos específicos, como se ilustra en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

- Traslacional (modo 1), traslacional (modo 2), rotacional (modo 3)

El objetivo es asegurar que la estructura posea una distribución de masas adecuada y, por ende, exhiba un comportamiento sísmico óptimo.

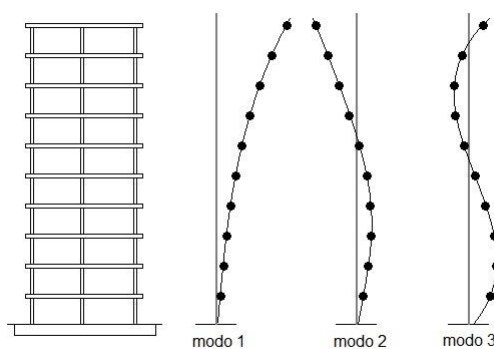


Ilustración 5. Modos de vibración de una estructura.

Fuente: Castro, 2018

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la construcción, 2015 se debe considerar:

“Todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.”

### 2.9.12 Derivas de piso

Desplazamiento lateral relativo de un piso en particular por la acción de una fuerza horizontal con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando el desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso. (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015, p. 9)

De igual manera, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), en su articulado, expone que la deriva máxima de entrepiso permisible no debe exceder los límites inelásticos que se detallan en la Tabla 11; **Error! No se encuentra el origen de la referencia..** Este valor límite se expresa como un porcentaje de la altura de piso y varía en función del tipo de sistema estructural de la edificación.

Tabla 11. Valores de  $\Delta_M$  máximos, expresados como fracción de la altura del piso

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

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

### 2.10 Aplicación del procedimiento de evaluación visual rápido FEMA P-154

El método de inspección rápido empleado para la edificación es el FEMA P-154, que permite ejecutar un análisis visual rápido de la estructura. Se trata de una guía de observación rápida donde se analizan estructuras del tipo de:

Tabla 12. Estructuras utilizadas por el Fema P-154.

<b>W1</b>	Edificios con estructura de madera ligera residenciales y comerciales menores o iguales a 5000 pies cuadrados.
<b>W2</b>	Edificios ligeros con estructura de madera más grande 5000 pies cuadrados.
<b>S1</b>	Edificios con estructura de acero resistente a momento.
<b>S2</b>	Edificios con estructura de acero arriostrado
<b>S3</b>	Edificios de metal ligero.
<b>S4</b>	Edificios de marco de acero con muros de corte de hormigón colado in situ
<b>S5</b>	Edificios con estructura de acero con paredes de mampostería no reforzada de relleno.
<b>C1</b>	Edificios de estructura de hormigón resistente a momento.
<b>C2</b>	Edificios con paredes de hormigón resistente a corte.
<b>C3</b>	Edificios con estructura de hormigón con paredes de mampostería de relleno no reforzada
<b>PC1</b>	Edificio de hormigón prefabricado.
<b>PC2</b>	Edificios con estructura de hormigón prefabricado.
<b>RM1</b>	Edificios de mampostería reforzada con suelo flexible y diafragmas de techo
<b>RM2</b>	Edificios de mampostería reforzada con suelo rígido y diafragmas de techo
<b>URM</b>	Edificios de pared de apoyos de mampostería no reforzada

Fuente: (Elaboración propia)

“La necesidad de realizar esta evaluación detallada se da si el puntaje final de la evaluación está por debajo del puntaje de corte; si el tipo de edificio de FEMA es desconocido; o si se detectan otros riesgos como el potencial golpeteo entre edificios, peligros de caídas de edificios adyacentes, peligros geológicos, suelo tipo F, o daño/deterioro significativo.” (Andrade, 2023)

Para la correcta aplicación del método de visualización rápida FEMA P-154 en el análisis de vulnerabilidad sísmica, es indispensable seguir una matriz de decisión. Esta guía asegura que la evaluación alcance el nivel de profundidad requerido en función de los objetivos

del estudio. El proceso comienza con una evaluación cualitativa inicial. Si los resultados obtenidos en el formulario preliminar lo justifican, se procede a una evaluación numérica más rigurosa, que puede incluir análisis lineal estático o dinámico lineal. La matriz de análisis de vulnerabilidad sísmica de una edificación, propuesta por los autores en su investigación, se aprecia en la Ilustración 6.

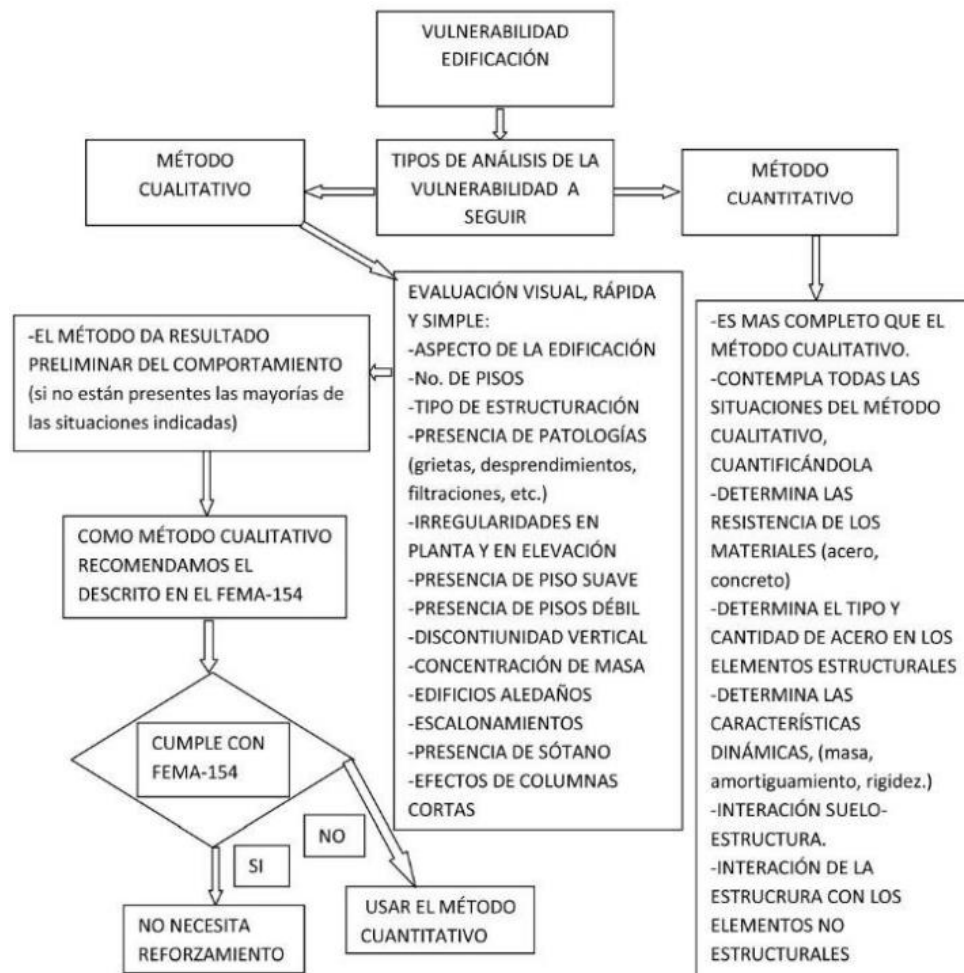


Ilustración 6. Matriz de análisis de la vulnerabilidad sísmica de una edificación.

Fuente. (Benjamin H., A. Lockhart, 2011)

## 9. CAPÍTULO III

### 10.3. Diseño Metodológico

#### 3.1 Generalidades de la edificación

##### 3.1.1 Ubicación geográfica de la edificación

Ubicado en la ciudad de Manta, provincia de Manabí, El edificio “Ferretería Central” se encuentra ubicado en la avenida 108. Entre calles 105 y 106, en la zona de Tarqui, Manta.



Ilustración 7. Ubicación satelital del edificio.

Fuente: (Google Earth)

A continuación, se indican las coordenadas geográficas de la ubicación en la Tabla 13.

Tabla 13. Coordenadas Geográficas de la edificación

<b>Coordenadas Geográficas</b>	
Latitud	0°57'13.35"S
Longitud	80°42'49.61"O

Fuente: (Google Earth)

### **3.1.2 Recopilación de datos**

Se ejecutó un levantamiento arquitectónico y estructural in-situ del edificio "Ferretería Central", dicha actividad buscó corroborar las dimensiones y la configuración estructural del sistema constructivo existente.

#### **3.1.2.1 Particularidades del edificio**

La estructura está compuesta de cinco niveles, presenta un sistema de entrepiso compuesto por una losa aligerada de 0.20 metros de espesor. Las dimensiones de los vanos (luces libres) varían, en la dirección transversal (eje X) alcanzan los 3.30 m, mientras que en la dirección longitudinal (eje Y) son de 2.90 m y 2.85 m.

La configuración de vigas difiere en el primer nivel, en el eje X se implementan vigas banda de 20x20 cm, mientras que en el eje Y se utilizan vigas peraltadas de 20x40 cm. En los niveles superiores, tanto las vigas del eje X como las del eje Y son uniformes de tipo banda con dimensiones de 20x20 cm.

Las columnas mantienen una sección transversal constante de 20x30 cm a lo largo de toda la altura de la estructura. La altura libre entre pisos es de 3.20 m para el primer nivel (planta baja), y de 3.00 m para el resto de los niveles,

#### **3.1.2.2 Distribución del edificio**

La edificación se compone de cinco plantas con una distribución de uso mixta de la siguiente manera:

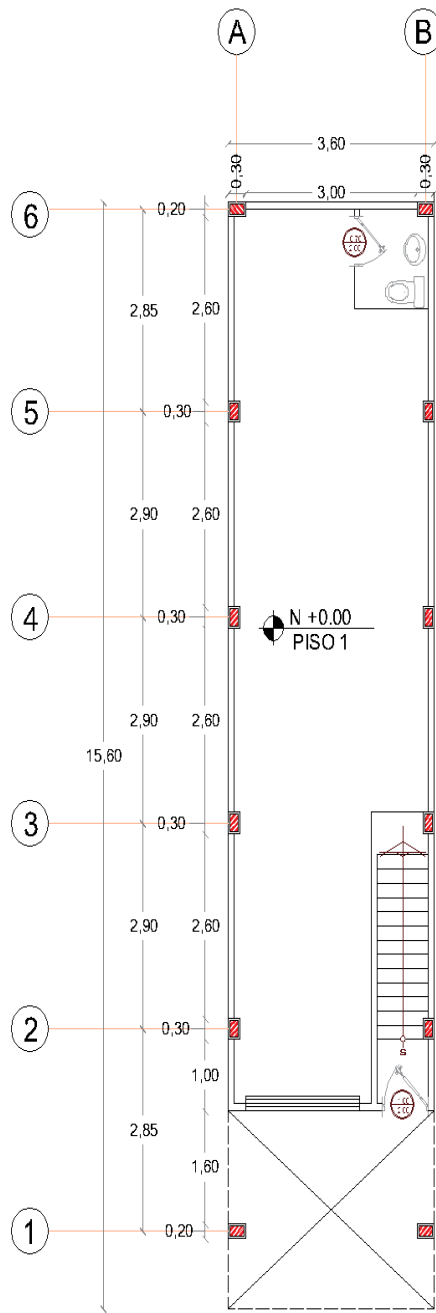
- Planta baja, destinado a un almacén tipo Ferretería.
- Planta 1, destinado a bodega de materiales y herramientas de construcción.
- Planta 2 y 3, destinado a uso residencial
- Planta 4, destinado a una terraza accesible que funciona como patio de reunión social.

#### **3.1.2.3 Áreas totales del edificio.**

El edificio se conforma con las siguientes áreas de aportación:

- a) Planta baja, consta de 46.3 m<sup>2</sup>
- b) Planta 1,2,3 y 4, constan de 56.16 m<sup>2</sup>

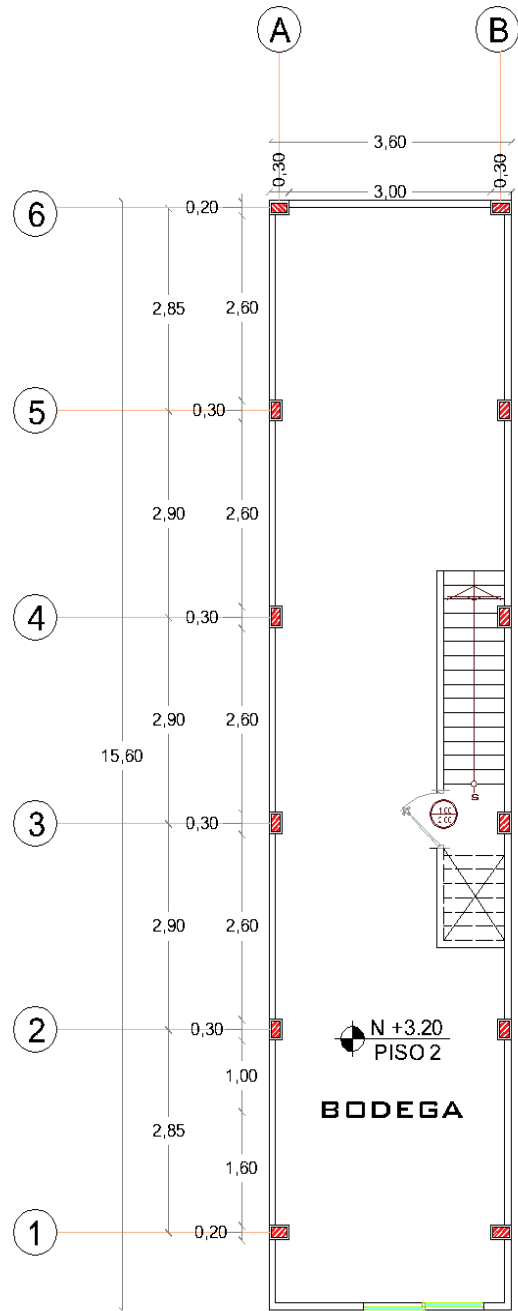
En la Ilustración 8, Ilustración 9, Ilustración 10, Ilustración 11 e Ilustración 12, se puede observar la distribución del edificio de acuerdo con los planos realizados:




**EDIFICIO FERRETERIA CENTRAL**  
 PLANTA ARQUITECTÓNICA PISO 1 (FERRETERIA)  
 ESC. 1:100

Ilustración 8. Plano planta baja de la edificación

Fuente: (Elaboración Propia)

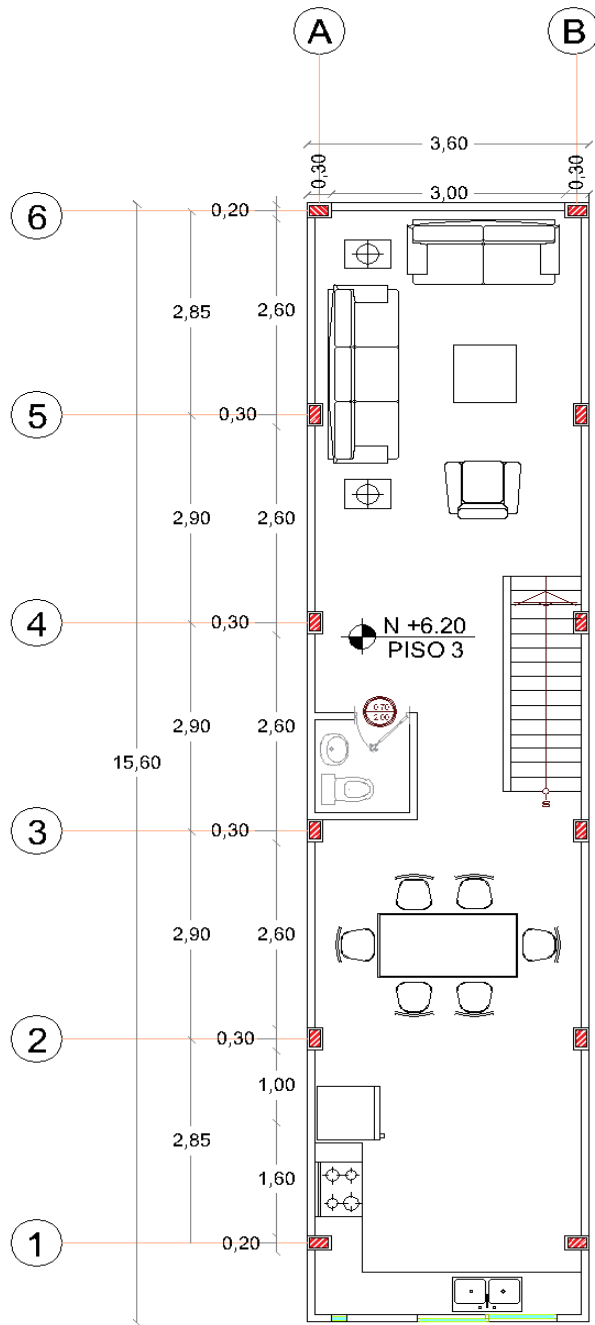


# EDIFICIO FERRETERÍA CENTRAL

PLANTA ARQUITECTÓNICA PISO 2 (BODEGA)  
 ESC. 1:100

Ilustración 9. Plano piso 2 de la edificación

Fuente: (Elaboración Propia)

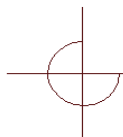
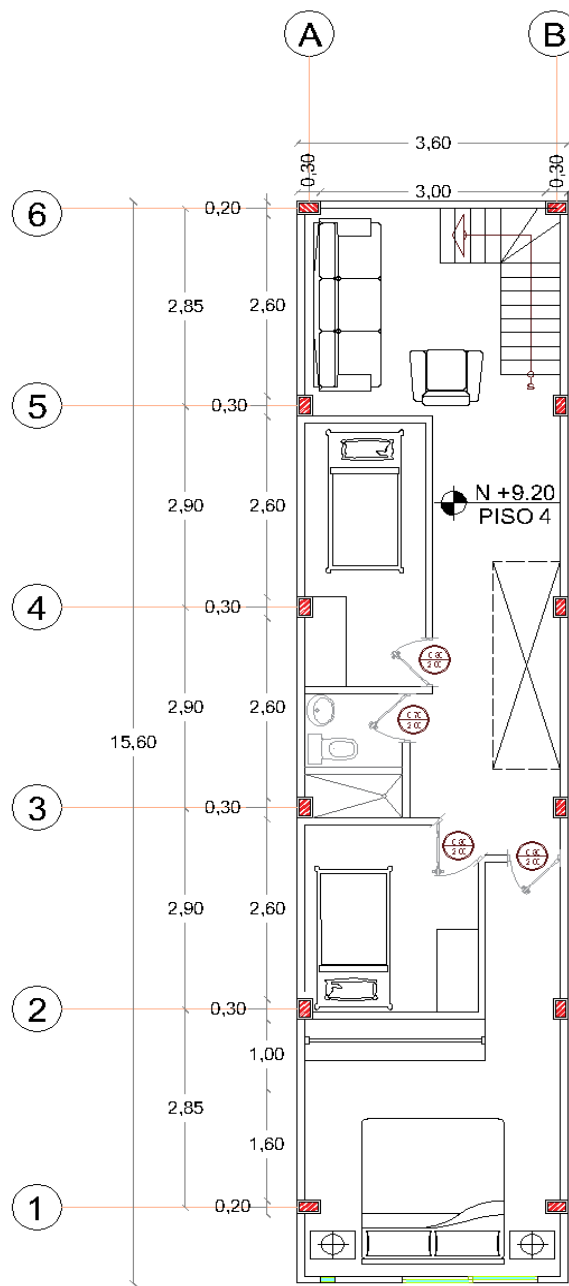


# EDIFICIO FERRETERÍA CENTRAL

PLANTA ARQUITECTÓNICA PISO 3 (VIVIENDA)  
 ESC. 1:100

Ilustración 10. Plano piso 3 de la edificación

Fuente: (Elaboración Propia)

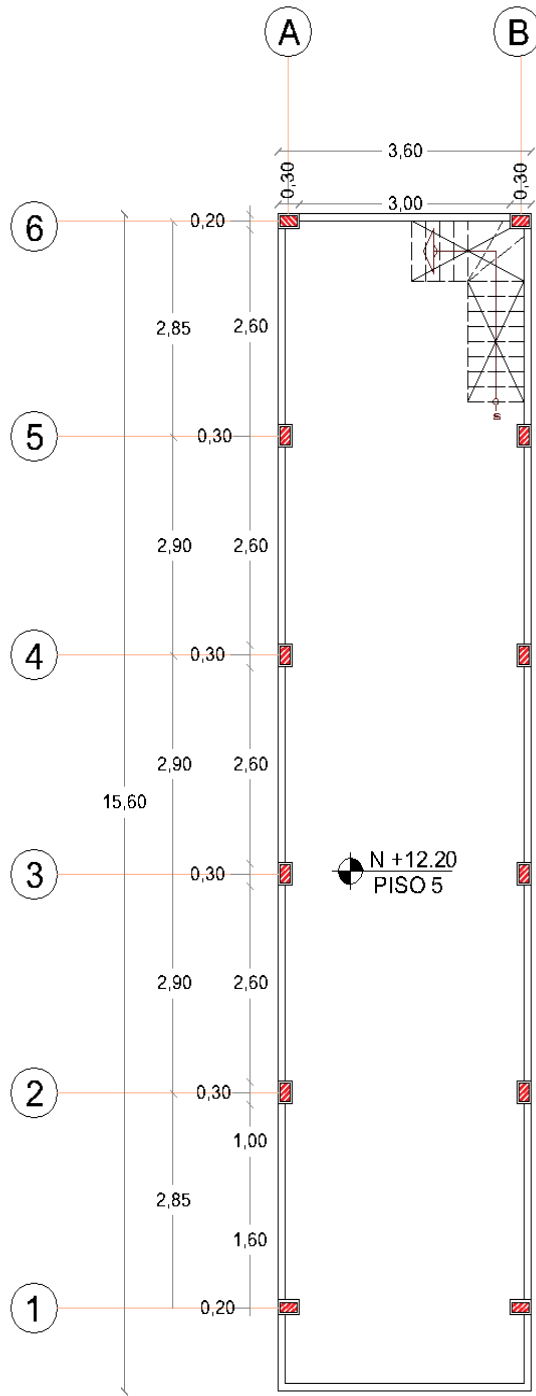


# EDIFICIO FERRETERÍA CENTRAL

PLANTA ARQUITECTÓNICA PISO 4 (VIVIENDA)  
 ESC. 1:100

Ilustración 11. Plano piso 4 de la edificación

Fuente: (Elaboración Propia)



**EDIFICIO FERRETERÍA CENTRAL**  
 PLANTA ARQUITECTÓNICA PISO 5 (TERRAZA)  
 ESC. 1:100

Ilustración 12. Plano piso 5 de la edificación

Fuente: (Elaboración Propia)

### **3.2 Procedimiento de evaluación visual rápido FEMA P-154**


Para la evaluación preliminar de la edificación se utilizó el método de inspección rápida FEMA P-154. Esta metodología permite realizar un análisis visual rápido de la estructura. La guía funciona como una herramienta de observación in situ que clasifica y analiza sistemas constructivos específicos, tales como:

- Marco resistente a momento.
- Marco arriostrado.
- Casas prefabricadas.
- Metal ligero.
- Concreto Reforzado.
- Muro de corte Diafragma flexible.
- Diafragma Rígido.
- Mampostería de relleno no reforzada.

La edificación fue afectada por el evento sísmico del 16 de abril de 2016. Como consecuencia de los daños sufridos, la estructura fue declarada inactiva y desocupada debido al riesgo de un colapso estructural posterior. La edificación se ha categorizado como un sistema de pórticos resistentes a momentos, para proceder con el llenado de los formularios de muy alta sismicidad. Siguiendo este protocolo, se aplicaron las evaluaciones de los formularios de Nivel 1 y Nivel 2, permitiendo así cuantificar el puntaje final de la estructura.

“La necesidad de realizar esta evaluación detallada se da si el puntaje final de la evaluación está por debajo del puntaje de corte; si el tipo de edificio de FEMA es desconocido; o si se detectan otros riesgos como el potencial golpeteo entre edificios, peligros de caídas de edificios adyacentes, peligros geológicos, suelo tipo F, o daño/deterioro significativo.” (Andrade, 2023)

**Evaluación Visual Rápida de Edificaciones ante Posibles Peligros Sísmicos** Nivel 1  
**Formulario de Recolección de Datos FEMA P-154** MUY ALTA Sismicidad



**Dirección:** Avenida 108 entre calles 105 y 106, Manta, Ecuador.  
**Código Postal:** 130804

**Otra Identificación:** Barrio Tarqui  
**Nombre del Edificio:** Edificio Ferrería central  
**Uso:** Educativo

**Latitud:** 0°57'13.35"S **Longitud:** 80°42'49.61"O  
**S<sub>2</sub>:** 0,883 **S<sub>1</sub>:** 0,560

**Evaluador(es):** Leonel Moreira Zambrano / Alexi Moran **Fecha / Hora:** 02-12-2025/14:00

**No. de Pisos:** Sobre NPT: 4 Bajo NPT: 0 **Año de construcción:**  EST

**Área total en planta:** **Código año:**

**Ampliaciones:**  Ninguna  Sí, año(s) de construcción:

**Ocupación:**  
Asamblea  Comercial  Ser. Emergencia  Histórico  Albergue  
Industrial  Oficina  Gobierno  
Utilidad  Almacén  Residencial  # Unidades: 1

**Tipo de Suelo:**  
 A  B  C  D  E  F No lo sé  
Roca Roca Suelo Suelo Suelo Suelo  
Dura Débil Denso Duro Blando Pobre Si No se sabe, asumir tipo D


**Riesgos Geológicos:** Licuación Si/No/No sé Deslizamientos Si/No/No sé Rup. Superf. Si/No/No sé

**Adyacencia:**  Golpeteo  Peligro de caída de un Edificio Adyacente más alto

**Irregularidades:**  Vertical (tipo/severidad) Irregularidad por configuración vertical.

**Peligros de caída exteriores:**  Chimeneas sin refuerzo  Revestimiento pesado  
 Antepechos  Añadidas  
 Otras

**Comentarios:**  
La edificación presenta irregularidad por configuración vertical, el primer piso consta de una altura mayor a sus pisos superiores. Además las estructuras adyacentes no cuentan con una junta de separación o espacio sísmico.



**BOSQUEJO**

PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL1																		
TIPO DE EDIFICIO FEMA	No se sabe (DNK)	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RCBW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Puntaje básico		2,1	1,9	1,8	1,5	1,4	1,6	1,4	1,2	1,0	1,2	0,9	1,1	1,0	1,1	1,1	0,9	1,1
Irregularidad Vertical Grave, VL1		-0,9	-0,9	-0,9	-0,8	-0,7	-0,8	-0,7	-0,7	-0,7	-0,8	-0,6	-0,7	-0,7	-0,7	-0,7	-0,6	NA
Irregularidad Vertical Moderada, VL1		-0,6	-0,5	-0,5	-0,4	-0,4	-0,5	-0,4	-0,3	-0,4	-0,4	-0,3	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3	NA
Irregularidad de planta, PL1		-0,7	-0,7	-0,6	-0,5	-0,5	-0,6	-0,4	-0,4	-0,4	-0,5	-0,3	-0,5	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3	NA
Pre-Código		-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,2	-0,3	-0,2	-0,1	-0,1	-0,2	0,0	-0,2	-0,1	-0,2	-0,2	0,0	0,0
Post-Referencia		1,9	1,9	2,0	1,0	1,1	1,1	1,5	NA	1,4	1,7	NA	1,5	1,7	1,6	1,6	NA	0,5
Tipo de Suelo A o B		0,5	0,5	0,4	0,3	0,3	0,4	0,3	0,2	0,2	0,3	0,1	0,3	0,2	-0,3	0,3	0,1	0,1
Tipo de Suelo E (1-3 Pisos)		0,0	-0,2	-0,4	-0,3	-0,2	-0,2	-0,2	-0,1	-0,1	-0,2	0,0	-0,2	-0,1	-0,2	-0,2	0,0	-0,1
Tipo de Suelo E (>3 Pisos)		-0,4	-0,4	-0,4	-0,3	-0,3	NA	-0,3	-0,1	-0,1	-0,3	-0,1	NA	-0,1	-0,2	-0,2	0,0	NA
Puntaje mínimo, Smin		0,7	0,7	0,7	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,3	0,3	0,3	0,2	0,2	0,3	0,3	0,2	1,0
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL1 ≥ Smin										S <sub>11</sub> =1,0 0,7 0,4 +1,4 = 1,3 S <sub>12</sub> +1,3>S <sub>min</sub> 1,3								

**EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN**

Exterior:  Parcial  Todos los lados  Aéreo

Interior:  Ninguna  Visible  Ingresos

Planos revisados:  Sí  No

Fuente de tipo de suelo:

Fuente de los peligros geológicos:

Persona de contacto:

**¿EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA?**

Sí, Puntaje Final 2, S<sub>2</sub> 0,3  No

Peligros no estructurales  Sí  No

**OTROS RIESGOS**

¿Existen peligros que hacen que se requiera una evaluación estructural detallada?

Potencial golpeteo/a menos que S<sub>2</sub> > el puntaje límite aceptable

Peligro de objetos que pueden caer de edificaciones adyacentes

Peligro geológico o suelo Tipo F

Daño/deterioro significativo en el sistema estructural

**ACCIÓN REQUERIDA**

¿Se requiere de una evaluación estructural detallada?

Sí, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio

Sí, puntaje menor que el puntaje de corte

Sí, otros peligros presentes

No

¿Se recomienda una evaluación no estructural?

Sí, peligros no estructurales identificados debe evaluarse

No, existen peligros no estructurales que requieren de mitigación, pero no es necesaria una evaluación

No, no se han identificado peligros no estructurales  DNK

Cuando la información no pueda ser verificada, el evaluador deberá tener en cuenta lo siguiente: EST = estimado o datos no confiables o DNK = No lo sé

<b>Leyenda</b> MRF= Marco resistente a momento BR= Marco arriostrado MH= Casas Prefabricadas LM= Metal Ligero	RC= Concreto Reforzado SW= Muro de Corte FD= Diafragma flexible RD= Diafragma rígido	URM INF= Mampostería de relleno no reforzada TU= Levantadas
---	---	--

Ilustración 13. Tabla de análisis nivel 1, de muy alta sismicidad.

Fuente: (FEMA-P154).

La evaluación de la estructura, utilizando los parámetros de alta peligrosidad sísmica del FEMA P-154 Nivel 1, resultó en una calificación de 1,3. Este puntaje es inferior al mínimo aceptable por la guía. Dado que este resultado se encuentra por debajo del umbral de aceptación establecido por FEMA, se determinó la necesidad de aplicar el formulario de Nivel 2 para recopilar información más detallada sobre la estructura.

Evaluación Visual Rápida de Edificaciones ante Posibles Peligros Sísmicos			Nivel 2 (Opcional)		
Formulario de Recolección de datos FEMA P-154			MUY ALTA Sismicidad		
La recolección de datos del Nivel 2 debe ser desarrollado por un profesional de ingeniería o un estudiante con conocimientos en evaluación sísmica o diseño de edificaciones					
Nombre de la Edificación: <b>Edificio Ferrería Central</b>		Puntaje final Nivel 1, S <sub>L1</sub> : <b>1,3</b> (no considerar S <sub>MIN</sub> )			
Evaluador(es): <b>Leonel Moreira Zambrano / Alexi Moran</b>		Modificadores de Irregularidad Nivel			
Fecha/Hora: <b>02-12-2025/14:00</b>		Irregularidad en Elevación, V <sub>L1</sub> = <b>-0,4</b> Irregularidad en Planta, P <sub>L1</sub> : <b>0</b>			
		PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO: S' = (S <sub>L1</sub> - V <sub>L1</sub> - P <sub>L1</sub> ) = <b>1,7</b>			
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO					
Tema	Aspecto (Si es verdadero, encerrar con un círculo el modificador "Sí", caso contrario tachar el modificador)		Sí	Subtotales	
Irregularidad en Elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación con respecto al otro.	-0,9	VL2 = -1,1 (Min=0,9)	
		Edificación NO W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación con respecto al otro.	-0,2		
	Piso débil y/o piso blando(encerrar máximo uno)	Edificación W1 con paredes cortas : es visible este tipo de pared no arriostrada en el espacio dejado.	-0,5		
		W1 casa de garaje: Debajo de un piso que ocupa, existe un espacio de garaje sin un pórtico de acero resistente a momento, y existe menos de 20cm de pared d=en la misma línea (para múltiples pisos ocupados por encima, usar como mínimo 40cm de pared).	-0,9		
		Edificación W1A con abertura frontal: Existen aberturas en la planta baja (como parqueaderos) sobre al menos de 50% de la longitud de la edificación.	-0,9		
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es inferior al 50% de la del piso anterior o la altura de cualquier piso es mayor a 2,0 veces la altura del piso superior.	-0,7		
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso se encuentre entre el 50% y 75% que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2 veces la altura del piso superior.	-0,4		
	Discontinuidad	Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están despalazados de aquellos del piso inferior, causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo.	-0,7		
		Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores están desalineados con aquellos de pisos inferiores.	-0,4		
	Columnas Cortas	Existe una discontinuidad en el plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos.	-0,2		
C1,C2,C3,PC1,PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo del eje de la columna en el sistema lateral tiene relaciones altura/ancho menores que el 50% de la relación nominal altura/ancho en ese nivel.		-0,4			
Nivel Desplazado	C1,C2,C3,PC1,PC2, RM1, RM2: El ancho de columna (o ancho del pilar) es menor de la mitad del ancho del antepecho, o existen paredes de relleno, o pisos adyacentes que cortan a la columna.	-0,4			
	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo.	-0,4			
Otra irregularidad	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación.	(0,7)			
	Se observa otra irregularidad moderada en elevación que puede afectar al desempeño sísmico de la edificación.	(0,4)			
Irregularidad en Planta, PL2	Irregularidad torsional: el sistema lateral no aparece relativamente bien distribuido en planta en una o ambas direcciones. (No incluye la irregularidad frente abierto W1A enumerados anteriormente).		-0,5	PL2 = 0,0 (Min=0,7)	
	Sistema no paralelo: Existen uno o más elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí.		-0,2		
	Esquina reentrante: Ambas proyecciones de la esquina interior excede el 25% de toda la dimensión en planta en esa dirección.		-0,2		
	Abertura de diafragma: Existe una abertura de diafragma de piso con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.		-0,2		
	Discontinuidad fuera del plano en edificaciones C1,C2: Las vigas exteriores no están alineadas con las columnas en planta.		-0,2		
Redundancia	Otra irregularidad: se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.		-0,5		
Golpeteo	La edificación tiene al menos dos tramos de elementos laterales en cada lado del edificio en cada dirección.		+0,2		
	La edificación esta separada de la estructura adyacente en menos del 1% de la altura de la edificación más baja y de la estructura adyacente v.	Los pisos no se alinean verticalmente dentro de 61cm Una edificación es 2 o más pisos más alta que la otra La edificación está al final del bloque o manzana	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -0,9 -0,7 (-0,7) -0,4		
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostramiento.		-0,7		
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento.		-0,3		
Edificación PC1/RM1	Existen uniones techo-pared que son visibles o que no están sujetos a flexión transversal según planos. (No se combinan con modificadores de Post-Referencia o de Rehabilitación).		+0,2		
Edificación PC1/RM2	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa( preferible que un espacio interior con pocas paredes como en una bodega).		+0,2		
URM	Paredes triangulares presentes.		+0,3		
MH	Existe un sistema de arriostramiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda.		+0,5		
Rehabilitación	Una rehabilitación significativa es visible o se conoce por los planos dados.		+1,2		
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, S <sub>L2</sub> = (S' + V <sub>L2</sub> + P <sub>L2</sub> + M) ≥ S <sub>MIN</sub> : +1,7 -1,1 0,0 -0,7 = -0,1 S <sub>MIN</sub> = 0,3 Use S <sub>L2</sub> = 0,3					
Se observa algún daño o deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la edificación: <input type="checkbox"/> Sí <input checked="" type="checkbox"/> No edificio.					
PELIGROS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES					
Ubicación	Aspectos (Marcar "Sí" o "No")		Sí	No	Comentarios
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostrada o una chimenea de mampostería no reforzada.			X	
	Existen revestimientos pesados.		X		
	Existe un elemento pesado sobre puertas de salidas o pasillos peatonales que parecen estar soportados inadecuadamente.			X	
	Existe un anexo de mampostería no reforzada sobre puertas de salida o pasillos peatonales.			X	
	Existe un aviso colocado en al edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes.			X	
	Existe una edificación adyacente mas allá con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostrados.			X	
Interior	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.			X	
	Existen tejas de arcilla o tabique de ladrillo en grada o corredores de salida.			X	
Otro peligro interior observable no estructural que pueda caer.		X			
Desempeño Sísmico No Estructural Estimado (Chequear el recuadro apropiado y transferirlo a las conclusiones del formulario Nivel 1)					
<input type="checkbox"/> Peligros potenciales no estructurales con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes » Evaluación no estructural detallada recomendada.					
<input checked="" type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes » evaluación detallada no estructural requerida.					
<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales menores o inexistentes que amenacen a la seguridad de vida de los ocupantes » Evaluación no estructural detallada no requerida.					

Ilustración 14. Tabla de análisis nivel 2, de muy alta sismicidad  
Fuente: (FEMA-P154)

El análisis preliminar de la edificación, realizado mediante el formulario Nivel 1 del método FEMA P-154 para zonas de muy alta sismicidad, arrojó un valor de 1,3. Este resultado, al encontrarse por debajo del umbral de aceptación inicial, requirió la aplicación del formulario de Nivel 2, el cual resultó en un valor de 0,3. Estos puntajes combinados son significativamente menores al límite de 2 establecido por el manual P-154 como aceptable. La discrepancia indica que la estructura requiere una evaluación detallada.

### 3.3 Normativa aplicada

La normativa aplicada para llevar a cabo el análisis estático y dinámico del edificio “Ferretería Central” es la Norma Ecuatoriana de la Construcción y sus respectivos reglamentos: Peligro Sísmico, Cargas No Sísmicas, Hormigón Armado y Riesgo Sísmico.

### 3.4 Cargas

En el análisis de la estructura existente, se deben contemplar las cargas gravitacionales, es decir, las cargas muertas y vivas presentes en el sistema constructivo.

#### 3.4.1 Carga viva.

“La carga viva, también llamada sobrecargas de uso, que se utilizara en el cálculo depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras.” (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

De acuerdo con la NEC 2015, las cargas vivas a considerar son expuestas en la Tabla 14.

Tabla 14. Cargas vivas

<b>Carga viva</b>	
<b>Ocupación o uso</b>	<b>Carga [kN/m2]</b>
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00
bodega de almacenamiento (Liviana)	6
Cubiertas destinadas a patios de reunión.	4.80

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

### 3.4.2 Carga muerta

“Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Son elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.” (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

A continuación, en la Tabla 15 y la Tabla 16 se exponen las cargas muertas obtenidas a través del cálculo, para los diferentes pisos de la estructura.

Tabla 15. Carga muerta para las losas 1,2 y 3

<b>Carga Muerta Losa 1,2,3</b>	
<b>Sobrecarga</b>	<b>Carga[kN/m2]</b>
Enlucido	0,66
Acabado de piso	0,44
Paredes	2,5
Instalaciones eléctricas (estimado)	0,1
Instalaciones sanitarias (estimado)	0,15
<b>Sobrecarga por m2</b>	<b>3,85</b>

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 16. Carga muerta para la losa 4

<b>Carga Muerta Losa 4</b>	
<b>Sobrecarga</b>	<b>Carga[kN/m2]</b>
Enlucido	0,66
Paredes	0,85
Instalaciones eléctricas (estimado)	0,1
<b>Sobrecarga por m2</b>	<b>1,61</b>

Fuente: (Elaboración propia)

### 3.5 Característica del suelo

De acuerdo a estudios realizados en la zona de Tarqui por la empresa Geoestudios, se demuestra que la edificación "Ferretería Central" se encuentra sobre un perfil de suelo de tipo D, es decir, un suelo con velocidad de onda de corte de  $360 \text{ m/s} > V_s \geq 10 \text{ m/s}$  de acuerdo con lo descrito en la NEC 2015: Peligro Sísmico.

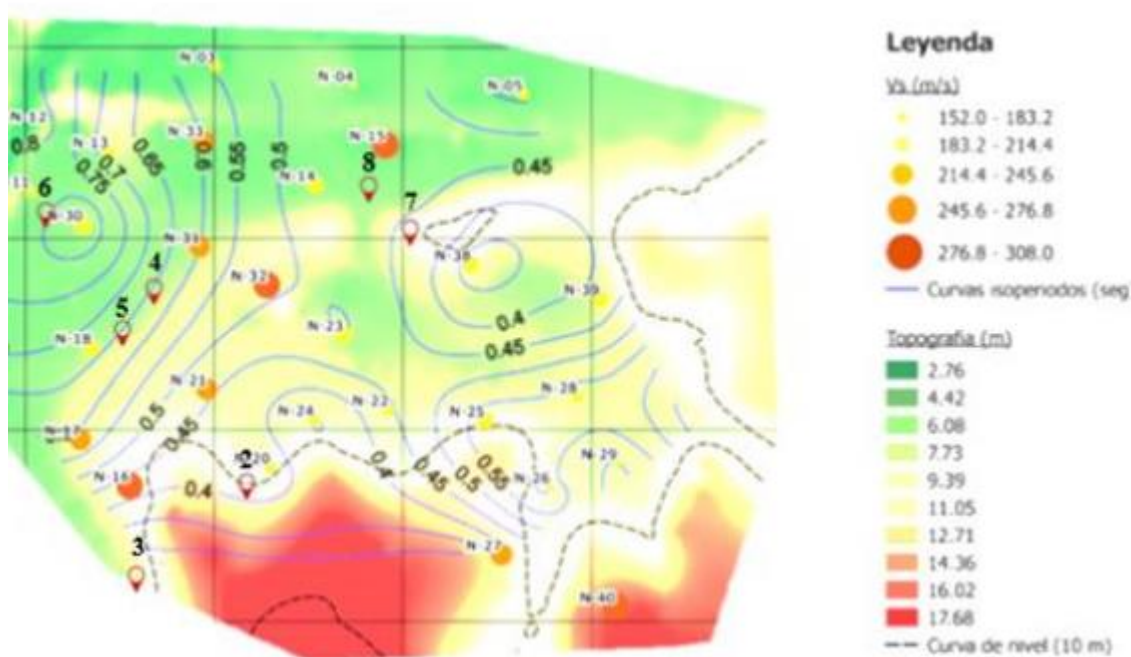


Ilustración 15. Períodos de vibración del suelo y curvas de nivel.

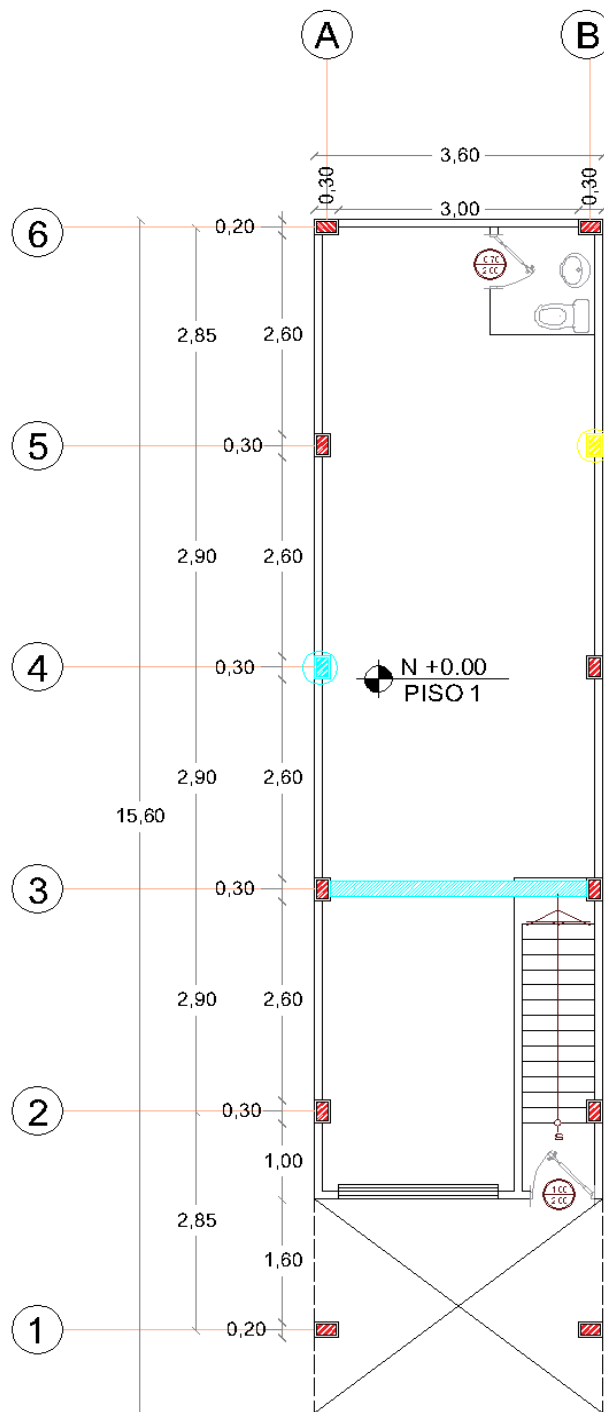
Fuente: Geoestudios (2016)

### 3.6 Ensayos a los elementos estructurales

La resistencia y las características de los materiales de los elementos estructurales del edificio "Ferretería Central" serán evaluadas mediante la realización de ensayos no destructivos, específicamente esclerometría y pachometría.

Los ensayos se realizaron a los siguientes elementos estructurales distribuidos a lo largo de los 5 niveles, los cuales son:

- Planta baja: dos columnas y una viga.
- Primer nivel: dos columnas y una viga.
- Segundo nivel: dos columnas y una viga.
- Tercer nivel: dos columnas y una viga.

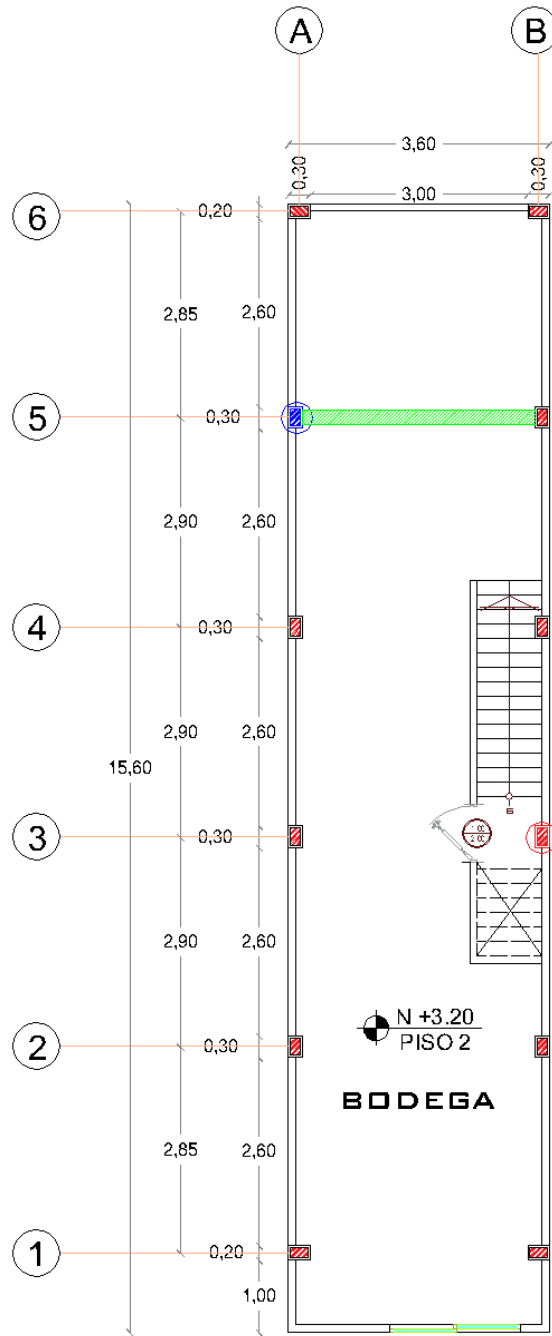


# EDIFICIO FERRETERÍA CENTRAL

PLANTA ARQUITECTÓNICA PISO 1 (FERRETERIA)  
 ESC. 1:100

Ilustración 16: Ubicación de columnas y vigas a ensayar en el primer nivel

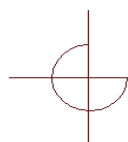
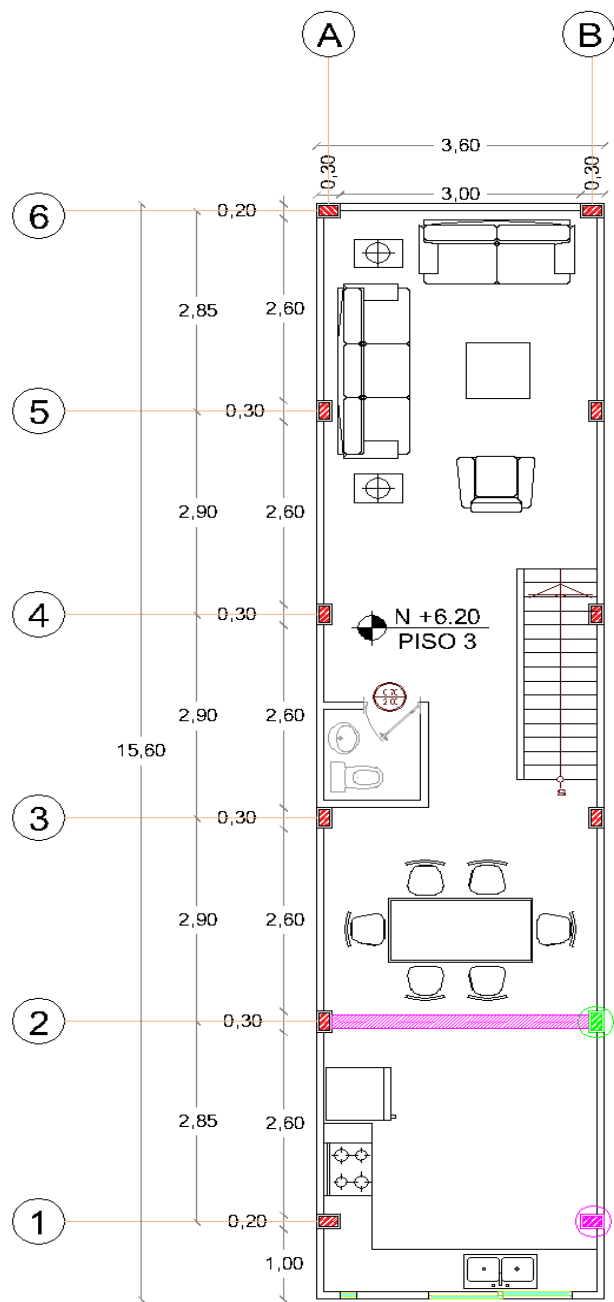
Fuente: Elaboracion propia



**EDIFICIO FERRETERÍA CENTRAL**  
 PLANTA ARQUITECTÓNICA PISO 2 (BODEGA)  
 ESC. 1:100

Ilustración 17. Ubicación de columnas y vigas a ensayar en el segundo nivel

Fuente: Elaboracion propia

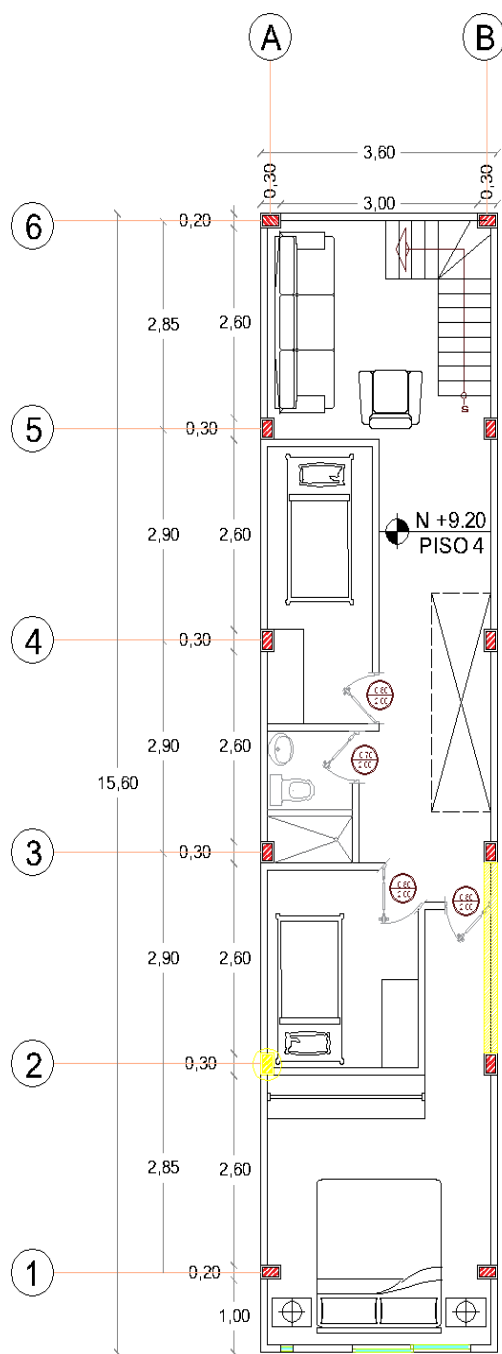


## EDIFICIO FERRETERÍA CENTRAL

PLANTA ARQUITECTÓNICA PISO 3 (VIVIENDA)  
 ESC. 1:100

Ilustración 18. Ubicación de columnas y vigas a ensayar en el tercer nivel

Fuente: Elaboración propia




**EDIFICIO FERRETERÍA CENTRAL**  
 PLANTA ARQUITECTÓNICA PISO 4 (VIVIENDA)  
 ESC. 1:100

Ilustración 19. Ubicación de columnas y vigas a ensayar en el primer nivel

Fuente: Elaboracion propia

### **3.6.1 Ensayo de esclerometría.**

El ensayo de esclerometría es un ensayo no destructivo que se lleva a cabo utilizando una herramienta denominada esclerómetro o martillo de rebote Schmidt. Dicho ensayo nos permite evaluar la uniformidad y estimar la resistencia del concreto mediante el análisis de un número específico de rebotes obtenidos durante el ensayo.

“El esclerómetro es un instrumento que nos permite determinar la dureza del hormigón, esta dureza es cuantificada por un valor denominado “Rebote”, este parámetro puede ser correlacionado con la resistencia a compresión del hormigón, razón por la cual es importante entender los conceptos y conocer los parámetros que rigen este ensayo, pues el uso de este se ha extendido de manera exponencial en la industria de la ingeniería civil”. (Lozano, 2012)

Conforme a lo anterior, para que el ensayo se realice de la manera adecuada se debe considerar lo siguiente:

- La calibración del equipo, sea por medio de un yunque que nos permita verificar su correcta funcionalidad.
- Preparación del área de ensayo, dicha área no debe tener textura por lo tanto debe ser pulida con una piedra abrasiva para poder obtener una superficie plana. De esta manera se debe contar con un diámetro de ensayo de 6 in o 150mm.
- El ensayo no se debe realizar de manera directa en el acero de refuerzo, por lo tanto, se debe conocer la ubicación de las varillas distribuidas en el elemento estructural.
- Considerar un mínimo de 10 lecturas por cada área de ensayo, no es recomendable realizar doble impacto en áreas de 1 in o de 25mm.

#### **3.6.1.1 Procedimiento del ensayo.**

En base a la normativa (ASTM C805, 2013) para la aplicación de este ensayo de debe tomar en cuenta el siguiente procedimiento:

- Sostener el martillo de rebote de manera perpendicular a la superficie de prueba, y realizar un empuje de manera gradual hacia el área del ensayo, de modo que el martillo genere su impacto.
- Leer y registrar el valor dado por el martillo, si el impacto rompe un vacío del área de ensayo se debe descartar dicho valor y tomar nuevamente otra lectura.

### 3.6.1.2 Resultados del ensayo de esclerometría.

Una vez realizado los pasos descritos anteriormente sobre el ensayo de esclerometría en los elementos estructurales elegidos que conforman nuestro objeto de estudio (edificio), se obtienen los resultados expuestos en la Tabla 17.

Tabla 17. Resultados del ensayo de esclerometria

<b>ELEMENTOS</b>	<b>UBICACIÓN</b>	<b>PROMEDIO DE f'c= (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>
Columnas	Primer nivel: A4 – B5	217.70 kg/cm <sup>2</sup>
	Segundo nivel: A5 – B3	
	Tercer nivel: B1 – B2	
	Cuarto nivel: A2	
Vigas	Primer nivel: A3 – B3	207.20 kg/cm <sup>2</sup>
	Segundo nivel: A5 – B5	
	Tercer nivel: A2 – B2	
	Cuarto nivel: B2 – B3	
	Promedio de resistencia del hormigón	212.45 kg/cm <sup>2</sup>
	<b>Se adopta un f'c= 210 (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	

Fuente: Elaboracion propia

### 3.6.2 Ensayo de pachometría

El ensayo de pachometría es un ensayo no destructivo que se realiza a través de una herramienta denominada pachómetro. Este equipo nos permite localizar la posición de los elementos metálicos, en este caso el acero de refuerzo longitudinal y acero de refuerzo transversal perteneciente a determinado elemento estructural. Así mismo nos permite determinar el diámetro de cada varilla y la profundidad en la que se encuentran ubicadas desde la cara del área de ensayo.

#### 3.6.2.1 Procedimiento del ensayo

Para poder realizar el ensayo de escaneo estructural o pachometría se deben considerar los siguientes puntos:

- Previa inspección visual para poder reconocer el elemento estructural y que no presente anomalías, así mismo, se debe preparar el área a escanear, es decir realizar

una previa limpieza para que no existan resultados erróneos al momento de ejecutar el ensayo.

- Se coloca el equipo sobre la superficie a ensayar, luego se desplaza de manera continua hasta que este nos avise que ha encontrado la armadura del elemento estructural.
- Después se realiza la toma de datos, que será información relevante en el análisis estructural del objeto de estudio.

### 3.6.2.2 Resultados del ensayo de Pachometría

De acuerdo con los pasos a seguir en el ensayo de escaneo estructural, se obtienen los siguientes datos expuestos en la Tabla 18.

Tabla 18. Resultados del ensayo de pachometria

<b>Tipo de elemento</b>	<b>Dimensión [cm]</b>	<b>Armadura del elemento</b>	<b>Cuantía [cm]</b>
Columna	30x20	6 varillas de Ø12mm	0.01130976
		Estribos de Ø8mm @10cm – 20cm – 10cm	
Viga	20x20	6 varillas de Ø12mm	0.01130976
		Estribos de Ø8mm @10cm – 20cm – 10cm	
Viga	40x20	6 varillas de Ø12mm Estribos de Ø8mm @10cm – 20cm – 10cm	0.01130976

Fuente: Elaboracion propia

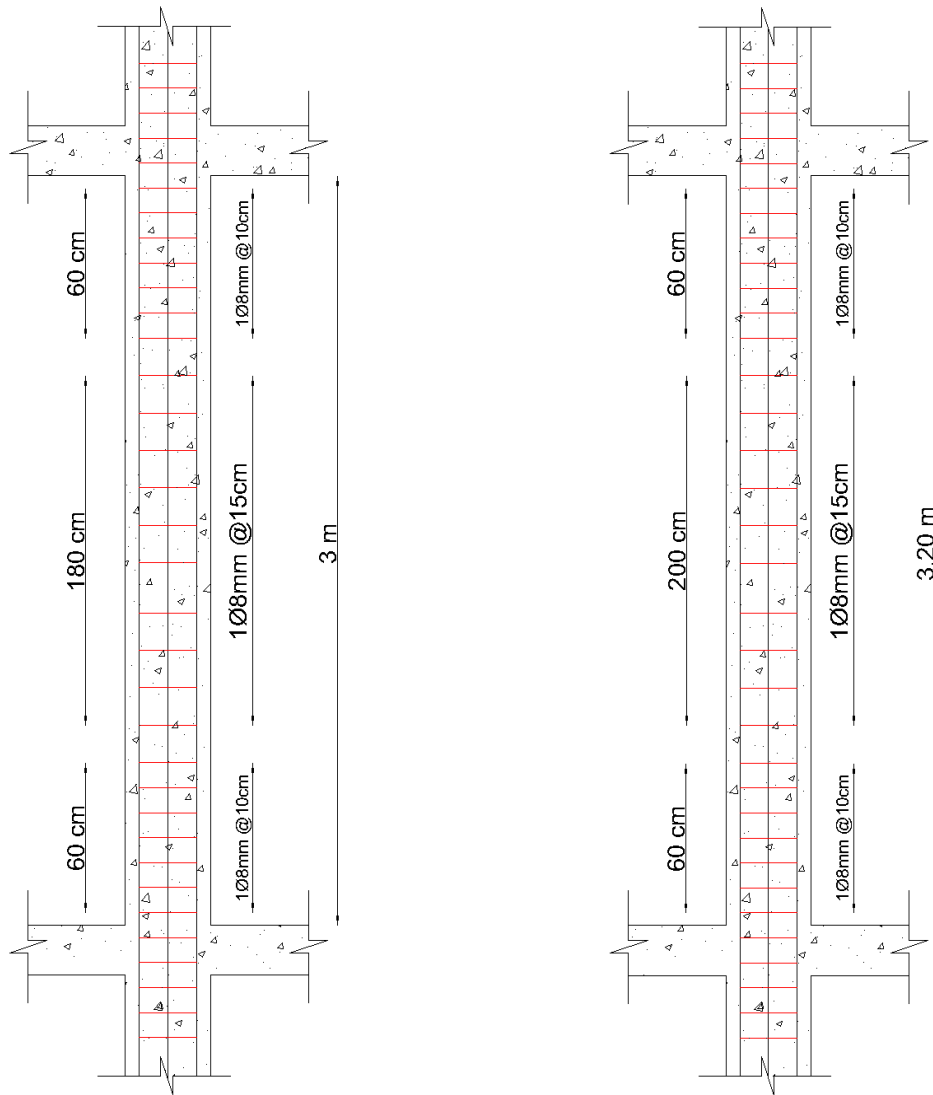


Ilustración 20. Detalles en elevación de la columna de 20x20 cm

Fuente: Elaboracion propia

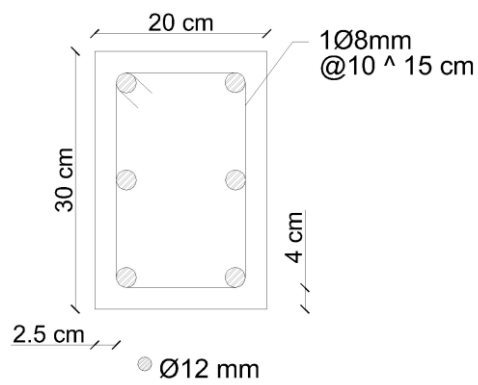


Ilustración 21. Sección transversal de columnas de 30x20 cm

Fuente: Elaboracion propia

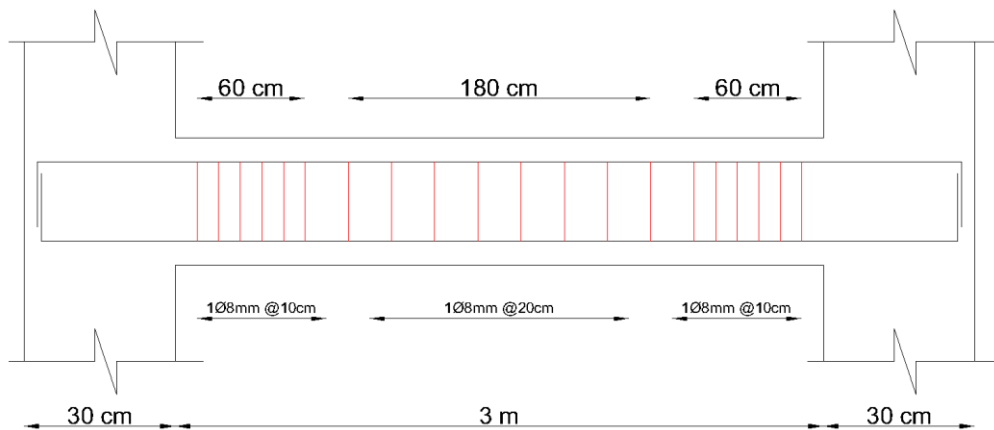


Ilustración 23. Detalle estructural en viga de 20x20

Fuente: Elaboracion propia

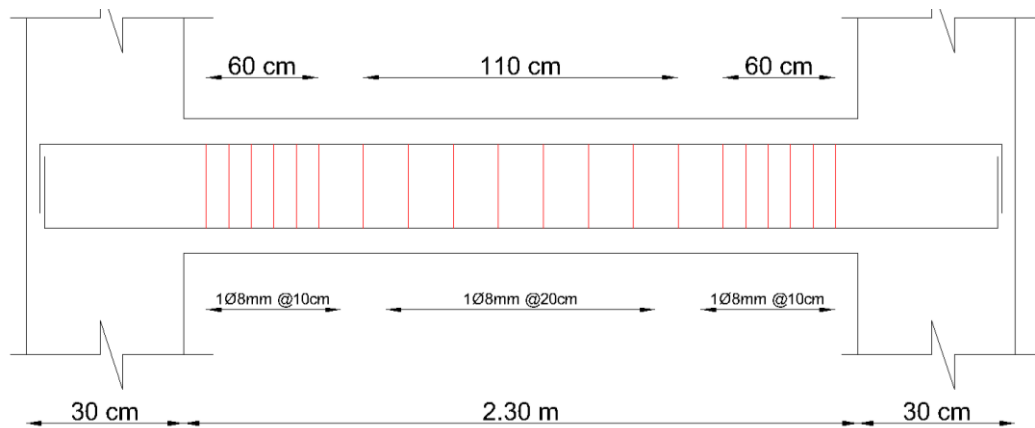


Ilustración 25. Detalle estructural en viga de 40x20

Fuente: Elaboracion propia

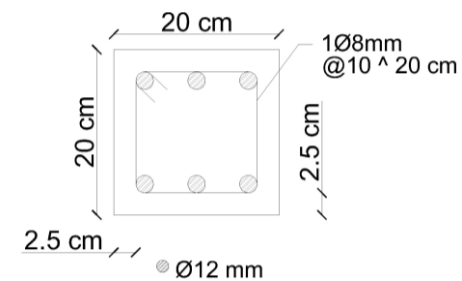


Ilustración 22. Sección transversal de viga de 20x20 cm

Fuente: Elaboracion propia

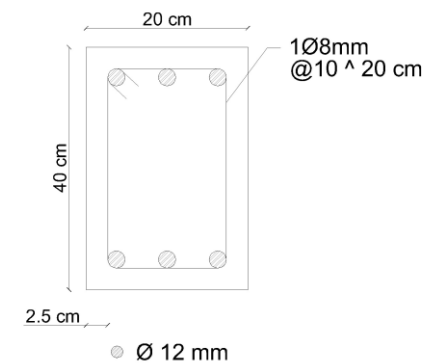


Ilustración 24. Sección transversal de viga de 40x20 cm

Fuente: Elaboracion propia

### 3.7 Modelado del edificio

Una vez recopilados los datos de campo mediante los ensayos no destructivos y los levantamientos métricos, se procede a la modelación y análisis de la estructura. Este proceso se realiza utilizando el software ETABS versión 21.1.0. Los métodos de análisis que se implementarán dentro del programa incluyen el análisis lineal estático y el análisis lineal dinámico.

#### 3.7.1 Descripción de los elementos

El edificio “ferretería Central” está constituido por un sistema aporticado de hormigón armado, las dimensiones de los elementos estructurales tanto como vigas y columnas se pueden observar en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, así mismo las alturas de entrepiso que posee la estructura.

Tabla 19. Elementos estructurales

Nivel	Dimensión de columnas [cm]	Dimensión de vigas [cm]	Altura [m]
Planta Baja	30x20	Longitudinales: 40x20 Transversales: 20x20	3.20
Nivel 1,2 y 3	30x20	Longitudinales: 20x20 Transversales: 20x20	3.00

Fuente: Elaboracion propia

#### 3.7.2 Propiedades de los materiales.

##### 3.7.2.1 Acero de refuerzo

Las barras de acero deben cumplir con lo expuesto en la Norma ASTM A706 – Grado 60. En la Ilustración 26 se muestran los valores del acero de refuerzo ingresados en el programa.

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo:  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad:  $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

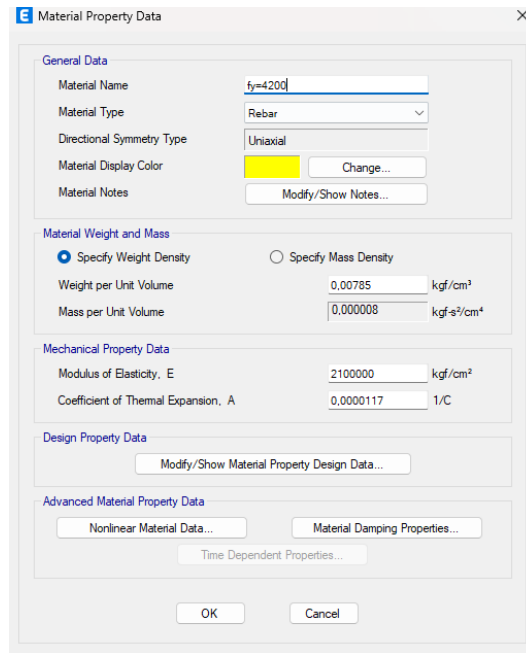


Ilustración 26. Definición de las propiedades del acero de refuerzo

Fuente: ETABS

### 3.7.2.2 Hormigón

La resistencia a la compresión del hormigón fue calculada gracias a el ensayo de esclerometría, en el cual nos arrojó un valor de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , con un peso volumétrico de  $2400 \text{ kg/m}^3$ . Para poder determinar el módulo de elasticidad se emplea la siguiente ecuación:

$$E_c = 12000\sqrt{f'c} \quad \text{Ecuación 10}$$

Obteniendo un valor de:

$$E_c = 173896.521$$

Por último, para el módulo de corte se emplea la ecuación:

$$G_c = \frac{E_c}{2(\mu+1)} \quad \text{Ecuación 11}$$

Donde  $\mu$  (módulo de Poisson) tiene un valor de 0.2

Obteniendo un valor de:

$$G_c = 72456.88375 \frac{kg}{cm^2}$$

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume:  kgf/cm<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume:  kgf-s<sup>2</sup>/cm<sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E:  kgf/cm<sup>2</sup>

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A:  1/C

Shear Modulus, G:  kgf/cm<sup>2</sup>

**Design Property Data**

**Advanced Material Property Data**

**Modulus of Rupture for Cracked Deflections**

Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

User Specified

Ilustración 27. Definición de las propiedades del hormigón

Fuente: ETABS

### 3.7.3 Propiedades de los elementos estructurales

De acuerdo con las especificaciones de la NEC-SE-DS 2015, es necesario considerar los valores de inercias agrietadas en los elementos estructurales. Para las columnas, la normativa establece el uso de un factor de  $0.8 I_g$ , como se ilustra en la Ilustración 28 para el tipo de componente presente en la edificación.

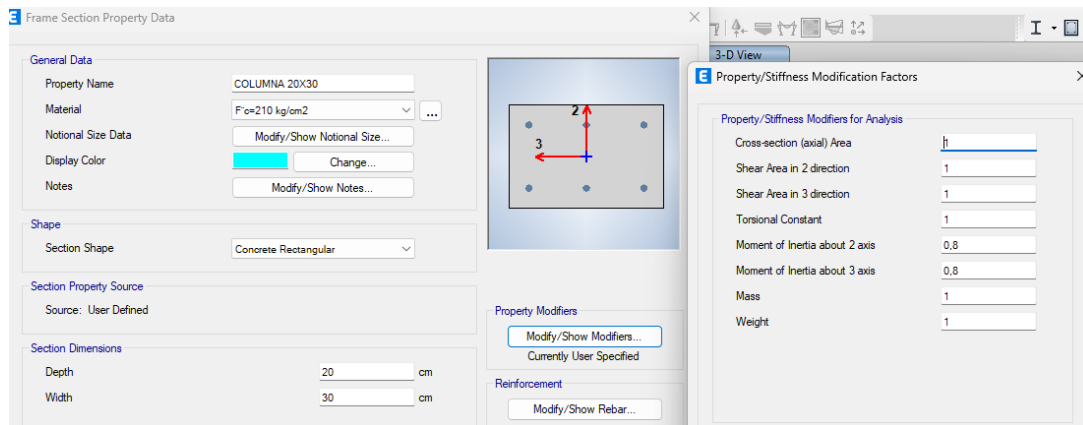


Ilustración 28. Asignación de propiedades de columna de 20x30 cm

Fuente: ETABS

Así mismo, se le añade los datos de las barras longitudinales y de las barras de confinamientos de la sección, en la Ilustración 29 se muestra la información usada para el modelamiento de las columnas.

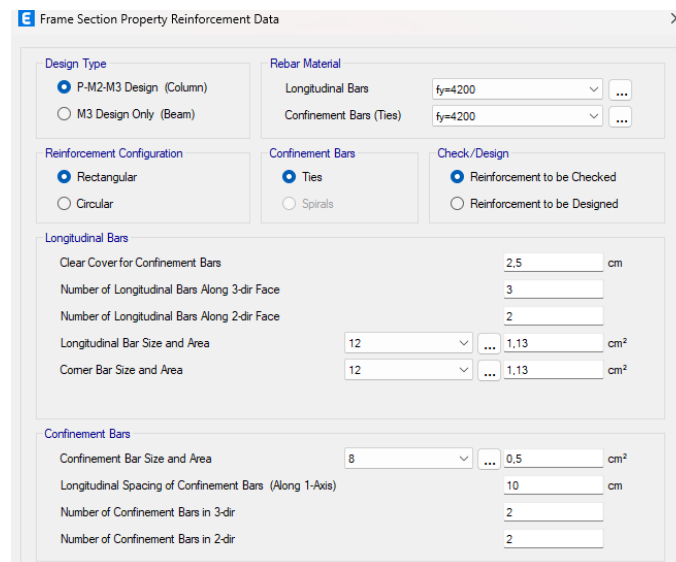


Ilustración 29. Propiedades del acero de refuerzo en columna de 30x30

Fuente: ETABS

En las vigas se considera un valor de 0.5, como se puede observar en la Ilustración 30 y la Ilustración 31 para los dos tipos de vigas existentes en la edificación.

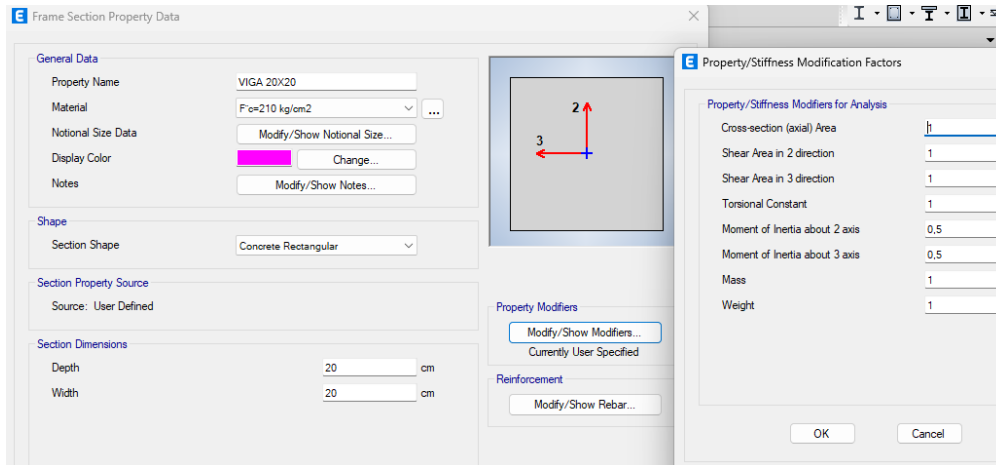


Ilustración 30. Asignación de propiedades de viga de 20x20 cm

Fuente: ETABS

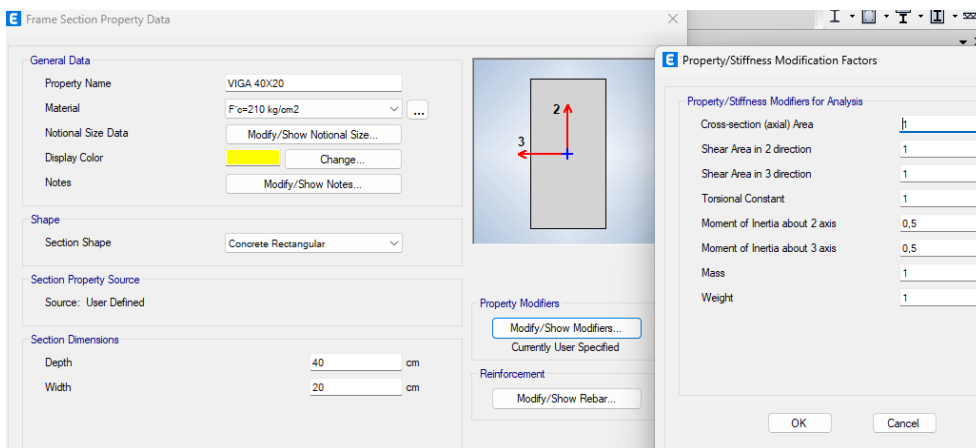


Ilustración 31. Asignación de propiedades de viga de 40x20 cm

Fuente: ETABS

Además, se le añade los datos acerca del acero de refuerzo inferior y superior en el elemento, lo que se puede visualizar en la Ilustración 32.

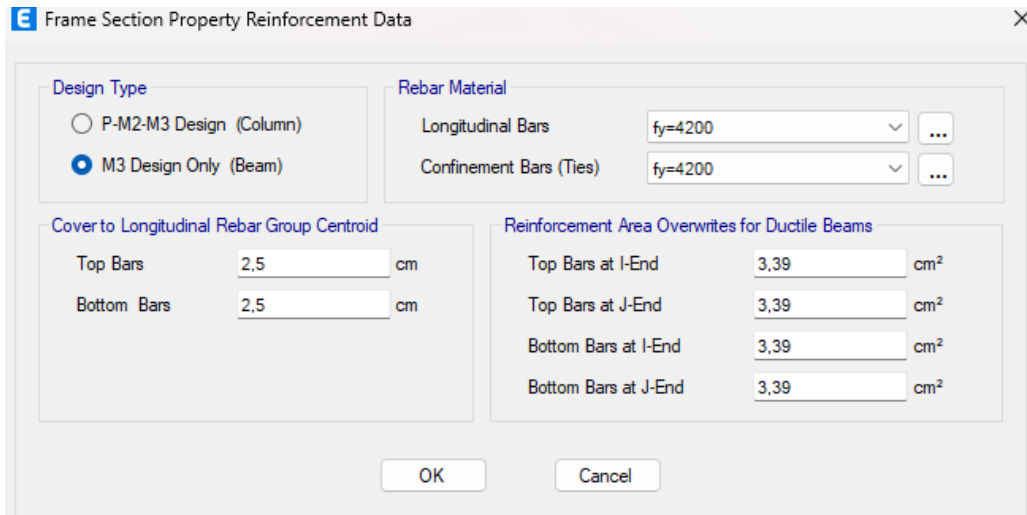


Ilustración 32. Propiedades del acero de refuerzo en viga de 20x20 cm

Fuente: ETABS

Por último, procedemos a crear la losa, se añade la información necesaria para el tipo de losa, el cual tiene un espesor de 20cm.

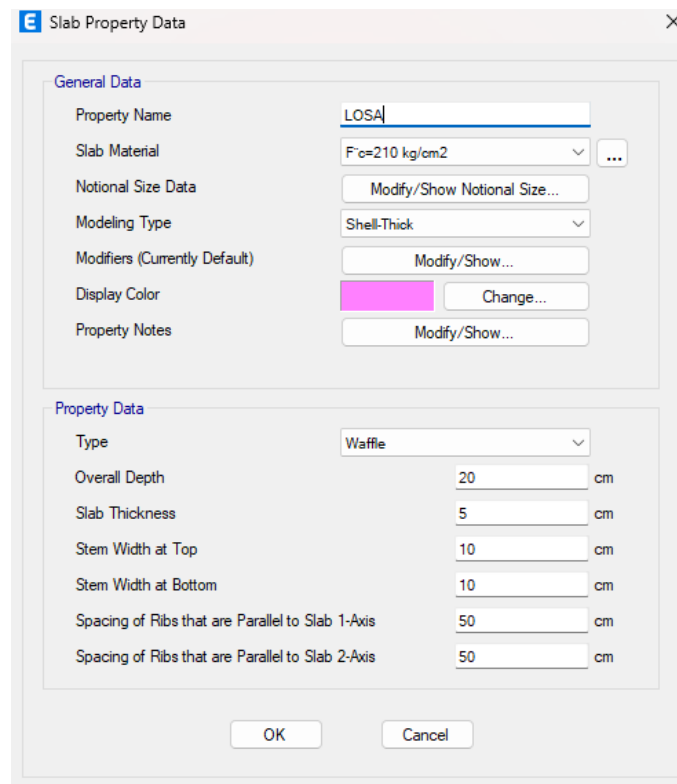


Ilustración 33. Asignación de propiedades de la losa

Fuente: ETABS

### 3.7.4 Asignación de patrones de carga

Para la evaluación de la estructura se toma en cuenta los tipos de carga viva o carga muerta que influyen sobre la misma, los valores de cada una están descritos en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** respectivamente. El Peso Propio de la estructura lo calcula el programa por eso se multiplica el valor por la unidad. Así mismo, se añade información acerca de las fuerzas sísmicas horizontales producidos por el peso sísmico del edificio en dirección “x” y en dirección “y”. Ilustración 34 muestra los patrones de carga definidos para la estructura.

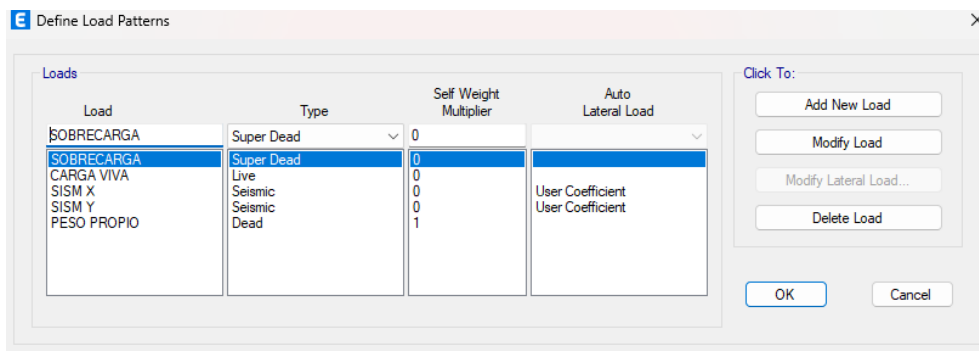


Ilustración 34. Asignación de patrones de carga.

Fuente: ETABS

### 3.7.5 Combinaciones de carga

Las combinaciones de cargas que se utilizaran para el modelado son las utilizadas para rehabilitación de edificios, expuestas a continuación:

- **Combinación 1:**  $1.1 D + 0.275 L + SX$
- **Combinación 2:**  $1.1 D + 0.275 L - SX$
- **Combinación 3:**  $1.1 D + 0.275 L + SY$
- **Combinación 4:**  $1.1 D + 0.275 L - SY$
- **Combinación 5:**  $0.9 D + 0.225 SX$
- **Combinación 6:**  $0.9 D - 0.225 SX$
- **Combinación 7:**  $0.9 D + 0.225 SY$
- **Combinación 8:**  $0.9 D - 0.225 SY$
- **Combinación 9:**  $1.1 D + 0.275 L + SDX$
- **Combinación 10:**  $1.1 D + 0.275 L + SDY$
- **Combinación 11:**  $0.9 D + 0.225 SDX$

- **Combinación 12:** 0.9 D + 0.225 SDY

Donde:

D: Carga muerta (incluyendo el peso propio)

L: Carga Viva

SX: Carga de sismo en sentido X

SY: Carga de sismo en sentido Y

SDX: Respuesta espectral en el sentido X

SDY: Respuesta espectral en el sentido Y

Así mismo, se emplea una combinación denominada envolvente la cual abarca las cargas descritas anteriormente.

### 3.7.6 Verificación de irregularidades en el edificio

Mediante la inspección visual realizada a el edificio “Ferretería Central”, posee irregularidad en elevación. La irregularidad presente se debe a la diferencia de alturas que existe entre el primer nivel y los otros niveles, de acuerdo con lo expuesto en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, el edificio cumple con esta irregularidad. Por lo tanto, el coeficiente estructural en elevación tendrá un valor de  $\phi_E = 0.9$

### 3.7.7 Determinación del periodo aproximado T y el coeficiente k

El periodo de vibración aproximado de la estructura constituye una estimación inicial indispensable para la cuantificación de las fuerzas sísmicas que se deben aplicar a la estructura durante el proceso de diseño o revisión. Dicho periodo puede determinarse mediante la ecuación:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ecuación 12}$$

Por lo tanto, la estructura con una altura total de 12.20 metros posee un período aproximado de  $T = 0.523$  seg. Como el período aproximado se encuentra en el rango:

$$0.5 < T < 2.5$$

El coeficiente k vendrá dado por la  $0.75+0.50(T)$

Ecuación 13:

$$0.75+0.50(T)$$

**Ecuación 13**

$$0.75+0.50(0.523)$$

Obteniendo un valor de 1.011

### 3.7.8 Espectro de diseño.

El espectro de diseño resultante está regido por los factores expuestos en la Tabla 20, lo cuales son para un perfil de suelo tipo D.

Tabla 20. Datos para el espectro de diseño

Parámetro	Variable	Valor	Unidades
Tipo de suelo		D	
Zona sísmica		VI	
Factor de aceleración	Z	0.50	S/U
Factor de sitio	Fa	1.12	S/U
Factor de sitio	Fd	1.11	S/U
Factor de sitio	Fs	1.40	S/U
Factor de importancia	I	1	S/U
Coefficiente de ductilidad	R	5	S/U
Irregularidad en elevación	$\Phi E$	0.9	S/U
Irregularidad en planta	$\Phi P$	1	S/U
Altura del edificio	h	12.20	m
Coefficiente Ct	Ct	0.055	S/U
Coefficiente para el periodo	$\alpha$	0.90	S/U
Coefficiente. de suelo	r	1	S/U
Ampliación espectral	n	1.80	S/U
Periodo límite inferior	To	0.139	seg
Periodo estructural	T	0.523	seg
Periodo límite superior	Tc	0.763	seg
Aceleración espectral	Sa	1.008	g
Coefficiente sísmico	C	0.140	g

Fuente: Elaboracion propia

Los datos de la Tabla 20 se ingresan en programa ETABS para que se cree el espectro, el cual se puede visualizar en Ilustración 35.

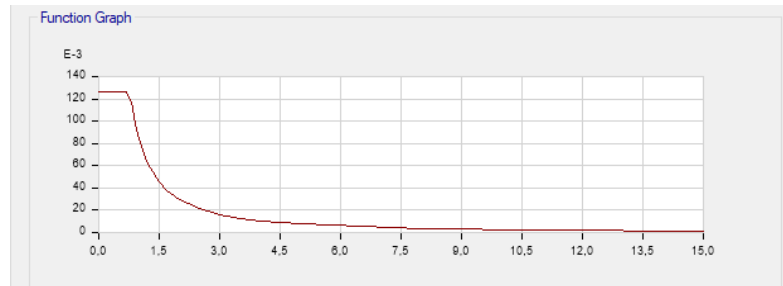


Ilustración 35. Determinación del espectro de diseño en el programa ETABS

Fuente: ETABS

De acuerdo con el espectro se obtienen los siguientes períodos:

Tabla 21. Periodos de vibracion

<b>Periodos de vibracion</b>	
Período límite de vibración $T_o$	0.139 seg
Período límite de vibración $T_c$	0.763 seg

Fuente: Elaboracion propia

$$\text{Como } T > T_c \rightarrow Sa = \eta z Fa$$

**Ecuación 14**

Por lo tanto,  $Sa = 1.008 g$

### 3.7.9 Cálculo de cortante basal

El cortante basal viene dado por la  $V = \frac{I * Sa}{R * \phi_E * \phi_P} * W$

Ecuación

15:

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

Ecuación 15

Donde:

C: Coeficiente sísmico

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

Usando los valores expuestos anteriormente se obtiene:

$$C = \frac{1 * 1.008}{8 * 0.9 * 1}$$

Por lo tanto, el coeficiente sísmico tendrá un valor de 0.140 W. Como se puede observar en la Ilustración 36 y la Ilustración 37, este valor se ingresa junto al coeficiente k en los patrones de carga asignados para dirección en “X” y en “Y”.

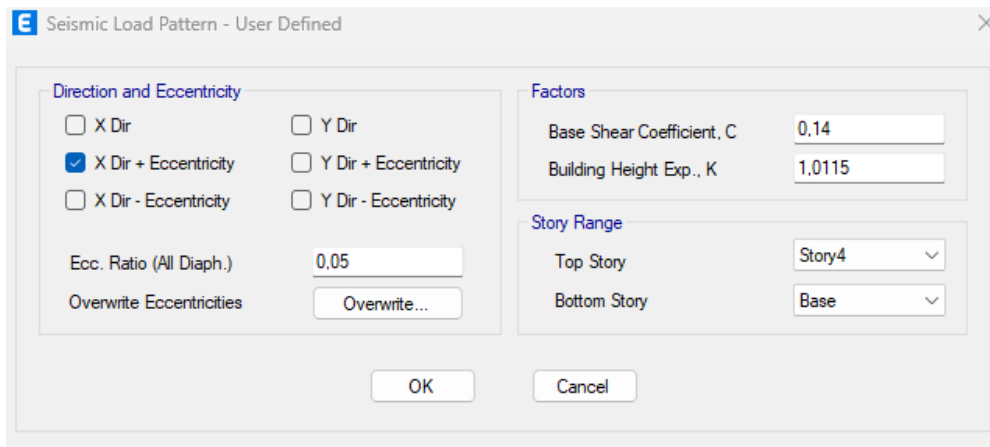


Ilustración 36. Ingreso del valor del coeficiente sísmico y el coeficiente k en dirección x

Fuente: ETABS

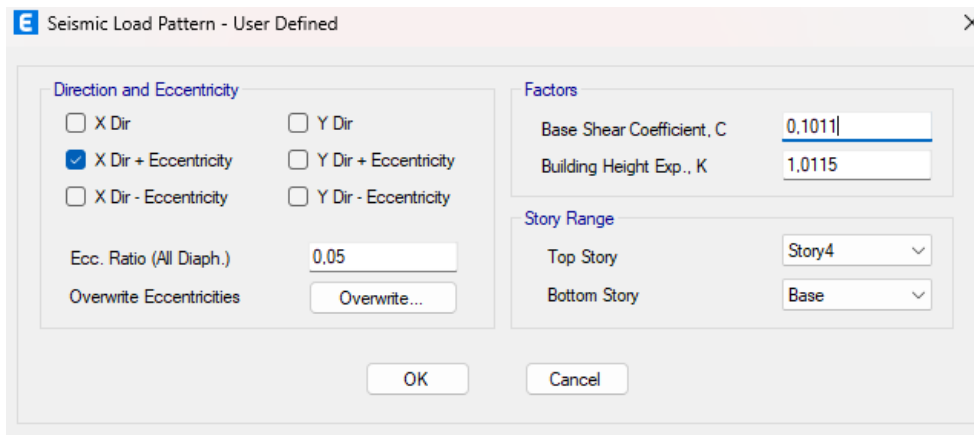


Ilustración 37. Ingreso del valor del coeficiente sísmico y el coeficiente k en dirección y  
Fuente: ETABS

Para poder calcular el cortante basal es necesario conocer el peso sísmico de la estructura, el programa nos da este dato el cual se muestra en la Tabla 22.

Tabla 22. Peso sísmico de la estructura

Story	P[kN]
Story4	358,9631
Story3	791,2328
Story2	1223,4719
Story1	<b>1735,3226</b>

Fuente: ETABS

Obtenido el peso sísmico se reemplaza en la formula:

$$V = 0.140 * 1735.32 \text{ kN}$$

$$V = 242.94 \text{ kN}$$

El valor del cortante basal se usará en el sentido “x” y en el sentido “y”

### 3.7.8 Ajuste del cortante basal dinámico

De conformidad con lo establecido en la NEC-2015 para estructuras irregulares se debe cumplir que el valor del cortante dinámico total obtenido por cualquier análisis no debe ser <85% del cortante basal obtenido por el método estático.

Patterns/Cases		Fx [kN]	Fy [kN]
Estáticos	SISM X	-245209,78	0
	SISM Y	0	-245209,78
Dinámicos	SISM DX	102281,98	654,13
	SISM DY	654,13	131309,34

Se verifica:

$$\frac{V_{dinámico}}{V_{estático}} \geq 0.85$$

Ecuación 16

<b>Sentido x</b>	$\frac{102281,98}{245209,78}$	=	42%	<b>85% (Vestático)</b>	<b>Factor de corrección</b>
				288482,094	2.04
<b>Sentido y</b>	$\frac{102281,98}{245209,78}$	=	54%	208428,313	1.59

Se observan que los valores calculados tanto en el sentido X como en el sentido Y son inferiores al 85%, por lo tanto, se ingresan los factores de corrección al programa de ETABS y se verifica que la igualdad después de dicha corrección sea 1.

Patterns/Cases		Fx [kN]	Fy [kN]
Estáticos	SISM X	-245209,78	0
	SISM Y	0	-245209,78
Dinámicos	SISM DX	208655,28	1334,42
	SISM DY	1040,06	208781,80

<b>Sentido x</b>	$\frac{208655,28}{245209,78}$	=	85%	<b>85% (Vestático)</b>	<b>Factor de corrección</b>
				288482,094	1.00
<b>Sentido y</b>	$\frac{208781,80}{245209,78}$	=	85%	208428,313	1.00

A continuación, en la Ilustración 38 se observa el modelado final del edificio en ETABS.

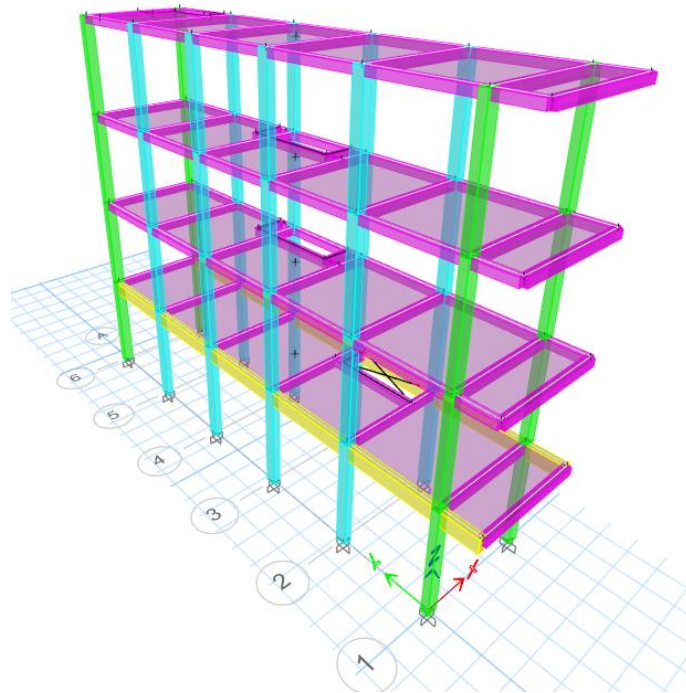


Ilustración 38. Modelo final del edificio “Ferretería Central”

Fuente: ETABS

## 11.CAPITULO IV

### 12.4. Análisis de resultados

#### 4.1 Resultados obtenidos con el software etabs.

##### 4.1.1 Participación modal

En la Tabla 23, se logra observar los resultados obtenidos en el programa para el apartado de participación modal de la estructura. Se toma en cuenta 3 modos de vibración por piso para la estructura, en donde se logra observar que en el eje X se logra un porcentaje de masa superior al 90% en el cuarto modo de vibración, mientras que en el eje Y se logra en el quinto modo de vibración de la estructura.

Tabla 23. Participacion Modal

PARTICIPACION MODAL								
Periodo	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ

Modo de vibración	seg									
1	<b>1,179</b>	0,8535	1,20E-05	4,89E-06	0,1662	0,0005	4,89E-06	0,1662	0,0005	
2	<b>0,977</b>	0,8535	0,7492	0,1723	3,76E-05	0,0827	0,1723	0,1662	0,0832	
3	<b>0,967</b>	0,8536	0,8318	0,0184	0,0003	0,7601	0,1907	0,1665	0,8433	
4	0,397	<b>0,9687</b>	0,8318	3,02E-05	0,7524	3,62E-06	0,1908	0,9189	0,8433	
5	0,345	0,9687	<b>0,9707</b>	0,731	4,55E-05	0,0003	0,9218	0,919	0,8436	
6	0,326	0,9687	0,971	0,0017	2,29E-05	0,1204	0,9235	0,919	<b>0,964</b>	
7	0,235	0,9954	0,971	5,70E-06	0,0549	3,68E-05	0,9235	0,9739	0,964	
8	0,207	0,9954	0,9967	0,0518	3,20E-06	1,60E-05	0,9754	0,9739	0,9641	
9	0,191	0,9955	0,9967	9,64E-06	0,0003	0,0306	0,9754	0,9742	0,9946	
10	0,169	0,9998	0,9967	0	0,0252	2,89E-05	0,9754	0,9994	0,9947	
11	0,147	0,9998	1	0,0246	0	0	1	0,9994	0,9947	
12	0,133	1	1	8,24E-07	0,0006	0,0053	1	1	1	

Fuente: ETABS

En la Ilustración 39, Ilustración 40 e Ilustración 41, se puede observar los movimientos de acuerdo con cada modo de vibración.

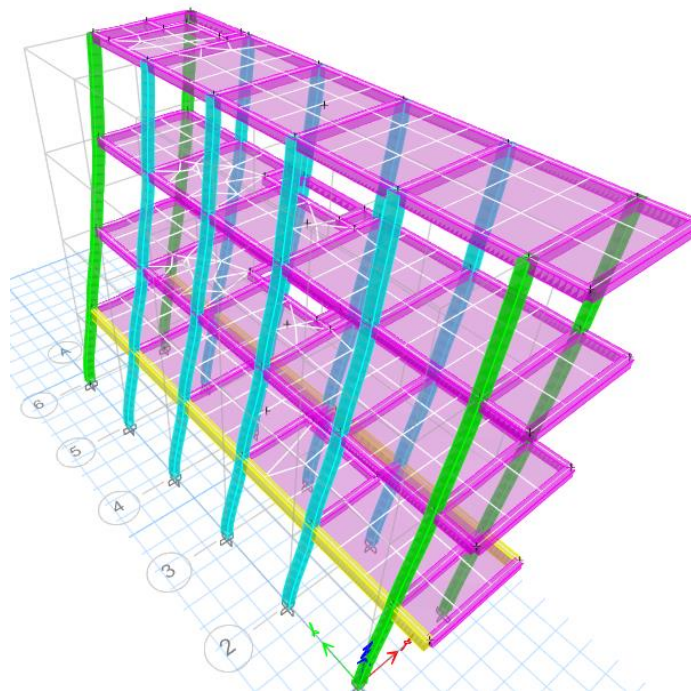


Ilustración 39. Movimiento rotacional en el primer modo de vibración.

Fuente: ETABS

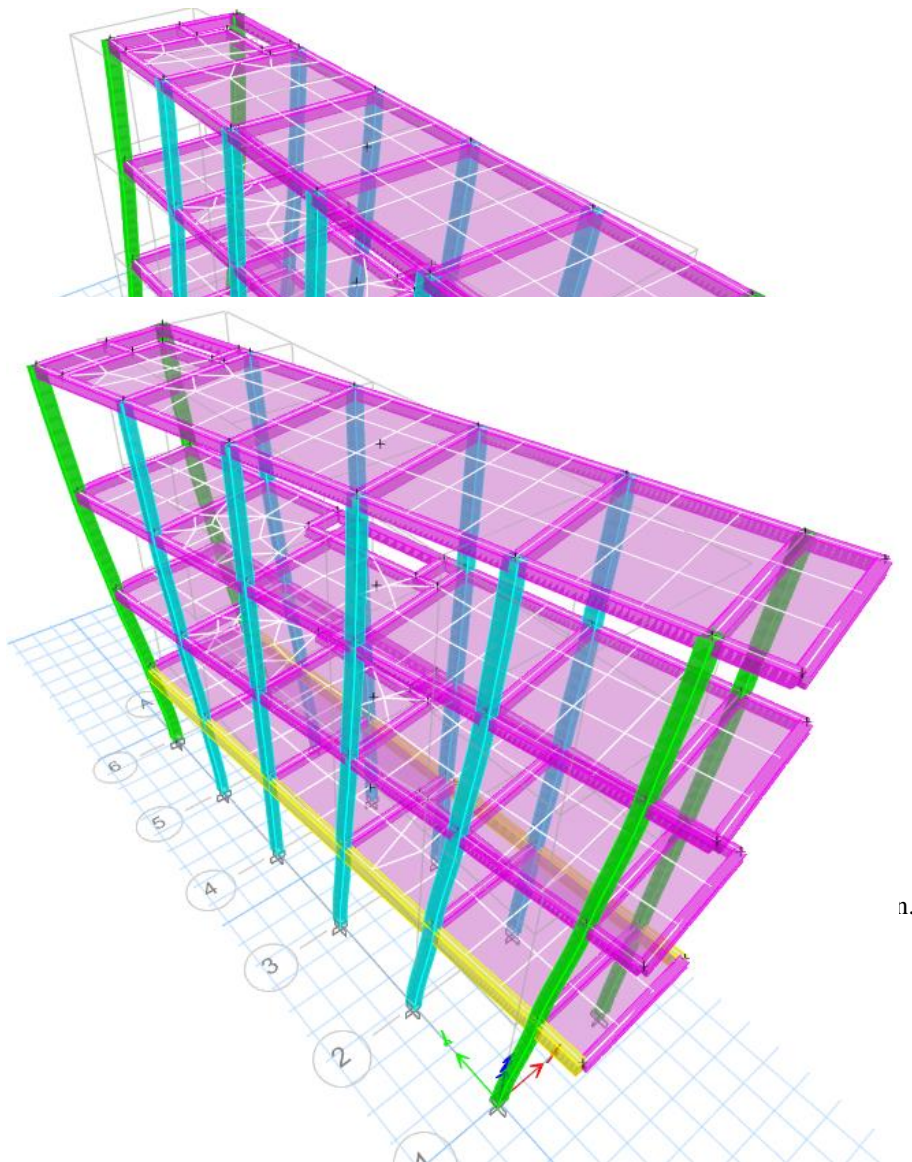


Ilustración 41. Movimiento rotacional en el tercer modo de vibración.

Fuente: ETABS

#### **i. Comparación de periodo fundamental de la estructura “t”**

La (NEC, 2015) establece que los resultados del periodo fundamental de vibración de la estructura T modelado en un software comercial no debe superar el 30% del periodo hallado, calculado con los procesos normativos vigentes.

$$1,179 \text{ seg} < 1.3(0.523 \text{ seg})$$

$$1,179 \text{ seg} > 0.679 \text{ seg}$$

**No cumple**

Según los cálculos realizados el periodo hallado mediante el programa no cumple con la normativa vigente.

#### 4.1.3 Control de Derivas de pisos.

El límite permisible de la deriva máxima para estructuras de hormigón armado, estructuras metálicas y de madera según la norma (NEC-SE-DS, 2015) es del 2%.

La deriva máxima inelástica  $\Delta M$  se calculará con la  $\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$   
Ecuación 17:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E \quad \text{Ecuación 17}$$

En la Tabla 24, podemos observar las derivas inelásticas calculadas mediante el programa ETABS, las cuales no cumplen con los límites permitidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Tabla 24. Derivas inelásticas

Story Drifts								
Story	Output Case	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m	DERIVAS INELASTICAS <2%
Story4	sism X	X	0,004643	24	330	1440	1220	2,79%
Story4	sism Y	Y	0,002858	2	330	-110	1220	1,71%
Story4	sismo DX	X	0,00328	24	330	1440	1220	1,97%
Story4	sismo DY	Y	0,002406	2	330	-110	1220	1,44%
Story3	sism X	X	0,007738	24	330	1440	920	4,64%
Story3	sism Y	Y	0,005116	2	330	-110	920	3,07%
Story3	sismo DX	X	0,005276	24	330	1440	920	3,17%
Story3	sismo DY	Y	0,004227	2	330	-110	920	2,54%
Story2	sism X	X	0,009337	24	330	1440	620	5,60%
Story2	sism Y	Y	0,005307	2	330	-110	620	3,18%
Story2	sismo DX	X	0,006506	2	330	-110	620	3,90%

Story2	sismo DY	Y	0,004343	24	330	1440	620	2,61%
Story1	sism X	X	0,007531	24	330	1440	320	4,52%
Story1	sism Y	Y	0,004359	24	330	1440	320	2,62%
Story1	sismo DX	X	0,006022	14	330	0	320	3,61%
Story1	sismo DY	Y	0,003652	25	0	1440	320	2,19%

Fuente: ETABS

#### 4.1.4 Desplazamientos máximos

En la Tabla 25, se muestran los desplazamientos máximos por nivel del edificio.

Tabla 25. Desplazamientos máximos.

Desplazamientos máximos por piso			
Nivel	Altura [m]	Dirección x [cm]	Dirección y [cm]
PISO4	12,20	6,1441	4,3572
PISO 3	9,20	5,3495	3,6807
PISO2	6,20	3,8689	2,4521
PISO1	3,2	1,945	1,1686

Fuente: ETABS

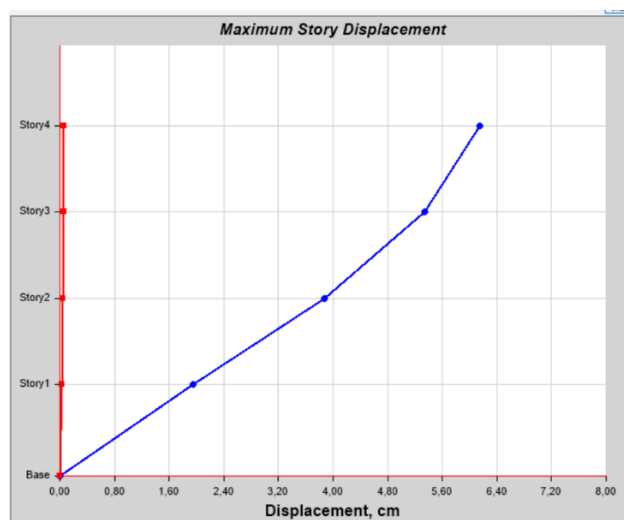


Ilustración 42. Desplazamientos máximos por pisos dirección "x"

Fuente: ETBAS

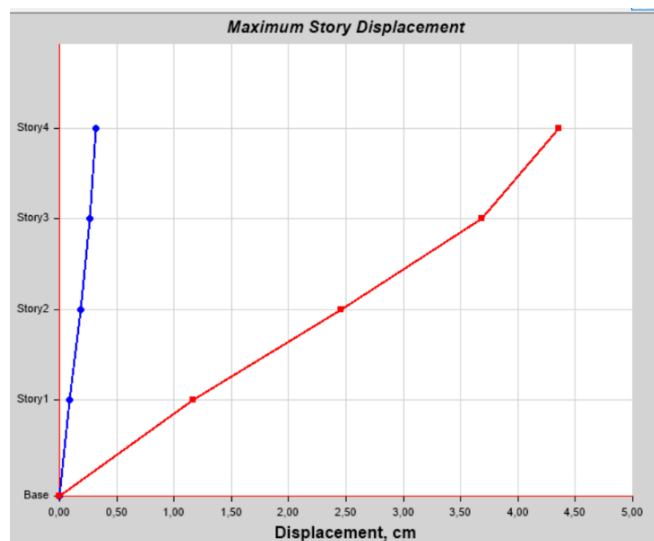


Ilustración 43. Desplazamientos máximos por pisos dirección "y"

Fuente: ETBAS

#### 4.1.5 Deflexiones máximas.

La normativa (ACI-318) define límites específicos para las deflexiones en condiciones de servicio. El objetivo es garantizar la funcionalidad del edificio y evitar afectaciones a elementos no estructurales. Dichos valores se detallan en la Tabla 24.2.2 de las versiones actualizadas del código.

Tabla 26. Deflexiones máximas por pisos

Deflexiones máximas por pisos		
ETABS		
Piso	ELEMENTO	Uz
		cm

Piso 4	A5-B5	0,3310
Piso 3	A4-B4	0,3451
Piso 2	A4-B4	0,2391
Piso 1	A3-B3	0,2382

Fuente: ETABS

La deflexión máxima permitida según la (NEC) se basa en el (ACI-318) es de  $L/480$

$L/480$

**Ecuación 18**

$330/480$

0.75 cm

Esta dentro de lo admitido por normativa.

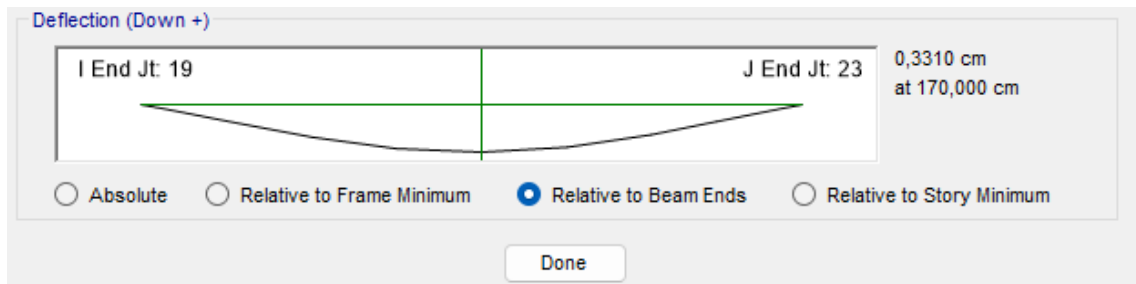


Ilustración 47. Deflexión máxima en elemento estructural del piso4

Fuente: ETABS

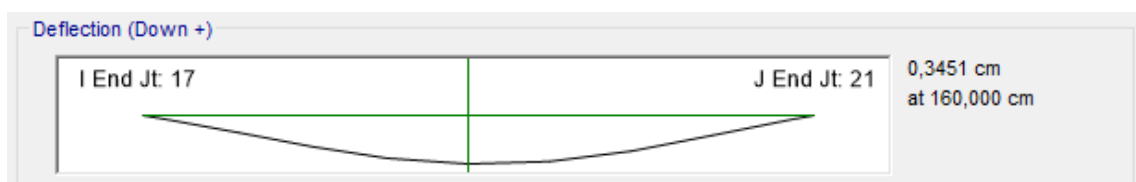
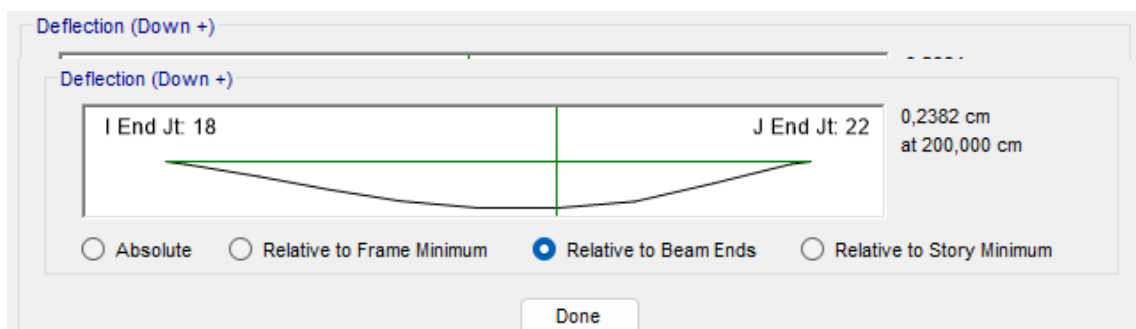


Ilustración 46. Deflexión máxima en elemento estructural del piso4

Fuente: ETABS



## 4.2 Propuesta de reestructuración de la edificación para corregir periodos y derivas.

Se planteo un reforzamiento estructural mediante un encamisado de columnas y un modelo de muros de cortes, el cual nos permitirá mitigar los problemas hallados tanto por las derivas inelásticas, como así mismo, la corrección del periodo de la estructura, buscando así que la estructura funcione mejor al momento de una acción sisma o evento de la naturaleza, teniendo entonces la siguiente configuración estructural para la edificación:

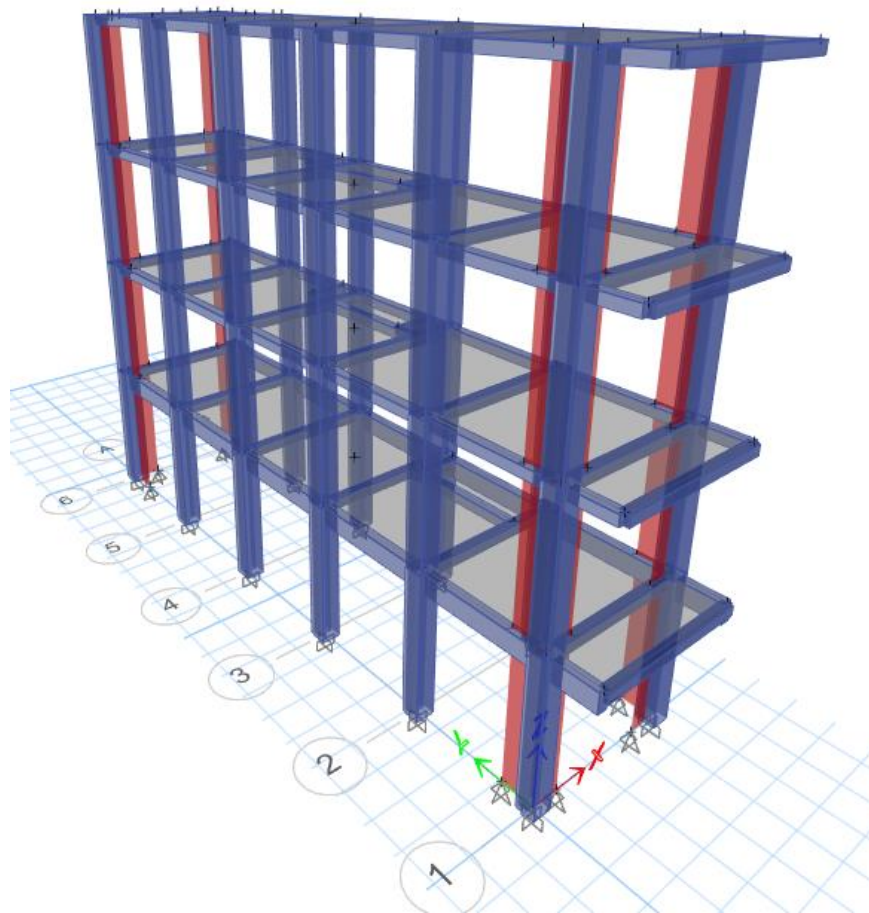


Ilustración 48. Modelado de la reestructuración del edificio “Ferretería Central”

Fuente: ETABS

Con esta configuración estructural se consiguió bajar los resultados del periodo de la estructura y las derivas inelásticas

## 4.2.1 Comparación del Periodo Fundamental de la reestructuración de la estructura

Tabla 27. Participacion modal de la reestructuración

PARTICIPACION MODAL									
Modo de vibración	Period0 seg	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,594	0,0001	0,7165	0,3483	3,17E-05	1,30E-06	0,3483	3,17E-05	1,30E-06
2	0,562	0,7417	0,7165	2,94E-05	0,3068	0,0079	0,3483	0,3068	0,0079
3	0,375	0,7537	0,7165	1,93E-06	0,0019	0,7386	0,3483	0,3087	0,7466
4	0,152	0,9051	0,7168	0,0006	0,4517	0,0048	0,3489	0,7604	0,7514
5	0,148	0,9053	0,8998	0,406	0,0007	1,40E-05	0,7549	0,7612	0,7514
6	0,1	0,9076	0,8998	1,24E-06	0,0115	0,1548	0,7549	0,7726	0,9062
7	0,062	0,9725	0,8998	3,06E-05	0,1501	0,001	0,755	0,9228	0,9071
8	0,058	0,9725	0,9723	0,1681	1,90E-05	0	0,923	0,9228	0,9071
9	0,041	0,9727	0,9723	0	0,0001	0,0664	0,923	0,9229	0,9735
10	0,029	0,9999	0,9723	3,94E-06	0,077	7,91E-06	0,923	0,9999	0,9735
11	0,026	0,9999	1	0,077	3,17E-06	0	1	0,9999	0,9735
12	0,019	1	1	0	0,0001	0,0265	1	1	1

Fuente: ETABS

La (NEC, 2015) establece que los resultados del periodo fundamental de vibración de la estructura T modelado en un software comercial no debe superar el 30% del periodo hallado, calculado con los procesos normativos vigentes.

$$0.594 \text{ seg} < 1.3(0.523 \text{ seg})$$

$$0.594 \text{ seg} < 0.679 \text{ seg}$$

Cumple con la normativa.

### 4.2.3 Control de Derivas de pisos de la reestructuración.

A continuación, en la Tabla 28 se muestran las nuevas derivas inelásticas obtenidas con esta reestructuración:

Tabla 28. Derivas inelásticas de la reestructuración

Story Drifts								
Story	Output Case	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m	DERIVAS INELASTICAS <2%
Story4	SISM X	X	0,002103	36	270	1440	1220	1,26%
Story4	SISM Y	Y	0,002123	38	330	70	1220	1,27%
Story4	SISMO DX	X	0,003021	36	270	1440	1220	1,81%
Story4	SISMO DY	Y	0,002421	38	330	70	1220	1,45%
Story3	SISM X	X	0,002299	36	270	1440	920	1,38%
Story3	SISM Y	Y	0,002294	38	330	70	920	1,38%
Story3	SISMO DX	X	0,003256	36	270	1440	920	1,95%
Story3	SISMO DY	Y	0,002572	38	330	70	920	1,54%
Story2	SISM X	X	0,00224	36	270	1440	620	1,34%
Story2	SISM Y	Y	0,002031	38	330	70	620	1,22%
Story2	SISMO DX	X	0,003126	36	270	1440	620	1,88%
Story2	SISMO DY	Y	0,002231	38	330	70	620	1,34%
Story1	SISM X	X	0,001084	36	270	1440	320	0,65%
Story1	SISM Y	Y	0,000899	38	330	70	320	0,54%
Story1	SISMO DX	X	0,001498	36	270	1440	320	0,90%
Story1	SISMO DY	Y	0,000973	38	330	70	320	0,58%

Fuente: ETABS

El límite permisible de la deriva máxima para estructuras de hormigón armado, estructuras metálicas y de madera según la norma (NEC-SE-DS, 2015) es del 2%.

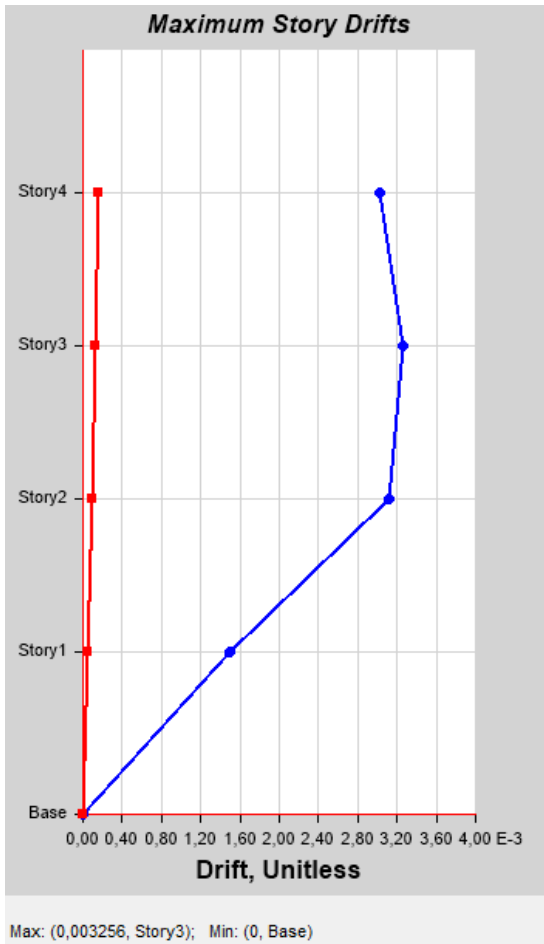


Ilustración 50. Derivas máximas de pisos dirección “x”  
Fuente: ETBAS

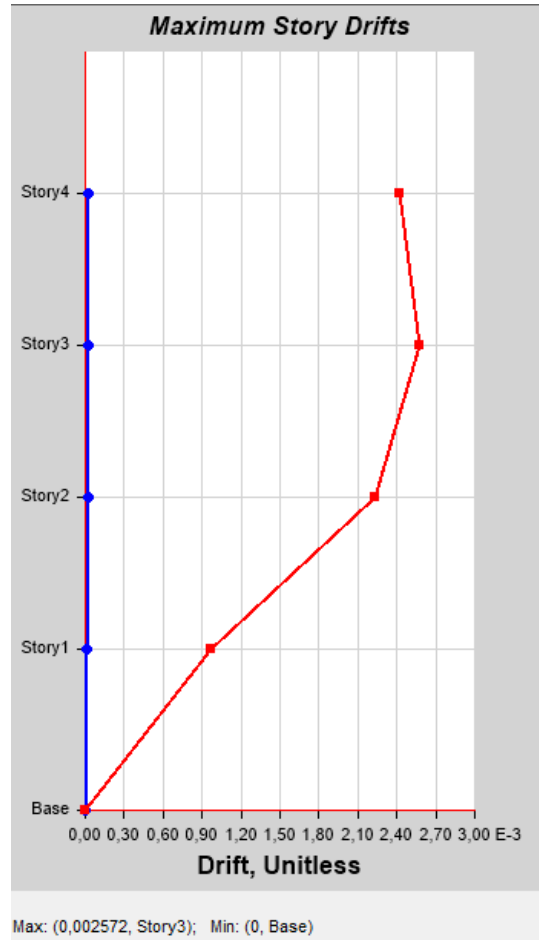


Ilustración 49. Derivas máximas de pisos dirección “x”  
Fuente: ETBAS

## 5. Conclusiones

- A través de la implementación de los ensayos estructurales no destructivos, se logró conocer la resistencia del hormigón a través del ensayo de esclerometría, la caracterización mecánica de los elementos estructurales reveló un valor promedio de resistencia a la compresión de  $f'c=217.70$ , para los elementos verticales (columnas). Por su parte, los elementos horizontales o vigas alcanzaron una resistencia media de  $f'c=207.20$  kg/cm<sup>2</sup>. El ensayo de pachometría nos brindó los resultados reales sobre el armado y las dimensiones de los elementos estructurales tanto para vigas como para columnas, estos ensayos fueron de máxima utilidad ya que nos permitieron conocer las condiciones reales de los elementos de la edificación.
- La implementación de la metodología FEMA P-154 permitió verificar que el edificio "Ferretería Central" sufrió daños significativos en sus elementos de mampostería tras el sismo. Adicionalmente, el análisis visual confirmó que la estructura presenta irregularidades notables en su configuración vertical. Debido a estos detalles el formulario nos arrojó que era necesario un análisis detallado estructural de la edificación.
- Los parámetros dinámicos del edificio muestran una discrepancia respecto a los límites de la NEC-15. El período aproximado según los cálculos basados en la NEC- 2015 se estimó en  $T=0.523$ , frente a los  $T=1.179$  obtenidos por modelación numérica en el programa ETBAS. Según la normativa el periodo arrojado por el un software comercial no debe superar el 30% del periodo hallado según cálculos basados en la NEC-2015, se pudo observar que la edificación no cumplía con este requisito de la norma.
- Los resultados de las derivas inelásticas calculadas con el software ETABS revelaron un escenario crítico para la estructura. Los valores obtenidos exceden significativamente los límites máximos permitidos por la NEC-2015, la cual estipula que las derivas de piso no deben superar el 2%. En cambio, la edificación presentó derivas máximas del 5.60% en la dirección "X" y del

4.52% en la dirección "Y", confirmando el incumplimiento de los estándares de seguridad.

## **6. Recomendaciones**

- Los resultados obtenidos permitieron verificar las diversas carencias y necesidades del sistema estructural. Dichas falencias fueron evaluadas estrictamente bajo las normativas vigentes, específicamente la NEC-2015. Debido a que los datos arrojados por el análisis resultaron ser altamente desfavorables, se recomienda modificar sustancialmente la configuración estructural de la edificación, con el fin de prepararla adecuadamente para futuros eventos sísmicos.
- Realizar mantenimientos periódicos a los elementos estructurales del edificio "Ferretería Central". Estas labores deben incluir la reparación de fisuras, el control de humedad y el monitoreo de grietas, con el propósito fundamental de preservar la integridad y salvaguardar la vida útil de la estructura.
- Para mitigar todos los efectos desfavorables que se encontraron en el análisis de la estructura, se recomienda:
- Se recomienda la implementación de un encamisado estructural para la totalidad de las columnas de la edificación. Esta intervención de reforzamiento resultará en dimensiones finales de las secciones de las columnas de 40x40 cm.
- Implementar muros estructurales (muros de corte) en las esquinas del edificio, abarcando tanto la dirección "X" como la dirección "Y" en todos los niveles de la edificación. Esta acción combinada permitirá reducir significativamente los períodos de vibración elevados identificados en la estructura original y, simultáneamente, controlar las derivas inelásticas para que permanezcan por debajo del límite del 2%, tal como lo exige la NEC-2015.

## 7. Bibliografía

- ACI 437R-03. (2003). *Evaluación de la resistencia de edificio de hormigón existentes*. Instituto Americano del Concreto .
- ACI-318 . (2014). *Requisitos de reglamento para concreto estructural*. ACI 318S-14. Obtenido de [https://civilshare.files.wordpress.com/2016/07/aci\\_318s\\_14\\_en\\_espanol.pdf](https://civilshare.files.wordpress.com/2016/07/aci_318s_14_en_espanol.pdf)
- Alvarado R. & Pinargote J. (2018). Alvarado, R., & Pinargote, J. (2018). MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN PARA RESISTENCIAS DE 210 - 240 KG/CM<sup>2</sup> PRODUCIDOS EN LA CIUDAD DE MANTA. *Jornadas Científicas ULEAM 2018*, 20.
- Andrade. (2023). *EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO DE MANTA, ECUADOR*.
- Andrade, Y. R. (2023). *EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO DE MANTA, ECUADOR*.
- ASCE/SEI 41-13. (2019). *Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Edificios Existentes*. Estados Unidos : America Society of Civil Engineers .
- Barbat, H. O. (2005). *Cálculo y diseño sismorresistente de edificios* . Obtenido de Monografía CIMNE IS56.Barcelona, España: Editor A. H. Barbat.
- Bartolome, A. S. (2010). *EL PROBLEMA DE “PISO BLANDO”*. Peru. Obtenido de <http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/82/2010/07/Piso-Blando.pdf>
- Benito, B., & Jiménez, M. (1999). *Peligrosidad sísmica*. Obtenido de [http://redgeomatematica.rediris.es/sismo/pdf/pub\\_014.pdf](http://redgeomatematica.rediris.es/sismo/pdf/pub_014.pdf)
- Bergman, J. (2016). *Ondas sísmicas: Movimientos y Temblores Durante un Terremoto*. Obtenido de [https://www.windows2universe.org/?page=/earth/geology/quake\\_4.html&lang=sp&](https://www.windows2universe.org/?page=/earth/geology/quake_4.html&lang=sp&)
- Bergman, J. (2016). *Ondas sísmicas: Movimientos y Temblores Durante un Terremoto*. Obtenido de [https://www.windows2universe.org/?page=/earth/geology/quake\\_4.html&lang=sp&](https://www.windows2universe.org/?page=/earth/geology/quake_4.html&lang=sp&)

- Caicedo, C., Barbat, A., José, C., & Aguiar, R. (1994). *Vulnerabilidad sísmica de edificios*. Barcelona: Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE).
- Colombia, Ingenieria y Construcciones. (2022). *Construccion de Porticos*. Obtenido de <https://www.estructurasmetalicascolombia.com/construcciones-metalicas/porticos/construccion-de-porticos>
- Constructora Rey. (2022). *Estructuras de hormigón: definición y tipos*. Obtenido de <https://constructorarey.com/estructuras-de-hormigon-definicion-y-tipos/>
- Coya, J. C. (2018). *Análisis de marcos o pórticos sometidos a fuerzas horizontales. Método del portal*. Obtenido de <https://estructurando.net/2018/09/18/analisis-marcos-porticos-sometidos-fuerzas-horizontales-metodo-del-portal-smith-1915/>
- Hernández, E. (s.f). *Diseño Sismoresistente en concreto armado*. Obtenido de [inesa.adiestramiento@gmail.com](mailto:inesa.adiestramiento@gmail.com)
- Hernandez, J. (2016). *Investigación de respuestas sísmicas críticas incorporando la torsión accidental*. Obtenido de [https://ve.scielo.org/scielo.php?pid=S0376-723X2007000300002&script=sci\\_abstract](https://ve.scielo.org/scielo.php?pid=S0376-723X2007000300002&script=sci_abstract)
- Hernandez, J. (2017). *Relación entre resistencia a compresión en cilindros de concreto y esclorometro*. Colombia. Obtenido de <https://dialnet.unirioja.es/descarga/articulo/6579723.pdf>
- Lozano, A. (2012). *Martillo Schmidt (esclerómetro)*. GEOENGINEERINGS SERVICES & CONSULTING.
- Martínez, P., & Reinoso, E. (2016). Estudio de Peligro Sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca. *Revista de Ingeniería Sísmica No. 94* 1-26, 3.
- NEC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción. 9*. Obtenido de Norma Ecuatoriana de la Construcción: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- NEC-SE-DS. (2015). *Peligro Sísmico, diseño sísmo resistente*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SEDS->

- NEC-SE-RE. (2015). *Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/6.-NEC-SE-RE-Riesgo-sismico.pdf>
- Norma Ecuatoriana de la Construcción . (2015). *Cargas no sísmicas* . Quito : Dirección de Comunicación Social, MIDUVI .
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Estructuras de Hormigón Armado*. Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras*. Quito: Dirección de comunicación social MIDUVI.
- Prismacim. (2024). *Análisis Estático Lineal*. Obtenido de <https://prismacim.com/analisis-lineal/#:~:text=CAE%20%7C%20AN%C3%81LISIS%20LINEAL-,%C2%BFQu%C3%A9%20es%20el%20an%C3%A1lisis%20lineal%3F,relaci%C3%B3n%20es%20una%20l%C3%ADnea%20recta>.
- Simulexa. (2023). *Análisis Dinámico Lineal: ¿cuales son y qué tipos hay?* Obtenido de [https://www.simulexa.com/es\\_es/analisis-dinamico-linealcuales-son-y-que-tipos-hay/#:~:text=El%20an%C3%A1lisis%20din%C3%A1mico%20lineal%20es,estructuras%20responden%20a%20cargas%20din%C3%A1micas](https://www.simulexa.com/es_es/analisis-dinamico-linealcuales-son-y-que-tipos-hay/#:~:text=El%20an%C3%A1lisis%20din%C3%A1mico%20lineal%20es,estructuras%20responden%20a%20cargas%20din%C3%A1micas).
- Torres, S. M. (2018). *Sistema combinado*. Obtenido de <https://1library.co/article/sistema-combinado-clasificaci%C3%B3n-de-los-sistemas-estructurales.wye7144z>
- YAMILEX, M. L. (2022). *“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA EN ESTRUCTURAS PARROQUIA MANGLARALTO DEL CANTON SANTA ELENA”*. Obtenido de <https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/8439/1/UPSE-TIC-2022-0032.pdf>
- Zarco, V. (2021). *Patología en Cimentaciones y Estructuras*. Obtenido de <https://victorzarco.wordpress.com/2021/06/05/patologias-en-cimentaciones-y-estructuras/>

## 8. Anexos

Ensayo de los elementos estructurales de la edificación y tomas de datos de los equipos esclerómetro y pachómetro.



Ensayo de columna con el esclerómetro.



Ensayo de viga con el pachómetro.



Ensayo de viga con el esclerómetro.



Cuadrícula para el ensayo de esclerometría.