



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO TÉCNICO PREVIO A LA OBTENCION DEL
TÍTULO DE: INGENIERO CIVIL

TÍTULO:

“EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL
EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INFORMÁTICA DE LA
UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ.”

AUTORES:

LOOR SALVATIERRA JOSÉ ANTONIO
MENDOZA LÓPEZ LUIGGI ALEJANDRO

DIRECTOR DE TESIS:

ING. YURI RODRÍGUEZ ANDRADE

MANTA – MANABÍ – ECUADOR

2019

	NOMBRE DEL DOCUMENTO: CERTIFICADO DE TUTOR(A).	CÓDIGO: PAT-01-F-010
	PROCEDIMIENTO: TITULACIÓN DE ESTUDIANTES DE GRADO.	REVISIÓN: 1 Página 1 de 1

CERTIFICACIÓN

En calidad de docente tutor(a) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Laica "Eloy Alfaro" de Manabí, certifico:

Haber dirigido y revisado el trabajo de titulación, cumpliendo el total de 400 horas, bajo la modalidad de **Proyecto Técnico**, cuyo título del proyecto es **"Evaluación de vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Informática de la Universidad Laica Eloy Alfaro De Manabí"**, el mismo que ha sido desarrollado de acuerdo a los lineamientos internos de la modalidad en mención y en apego al cumplimiento de los requisitos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico, por tal motivo CERTIFICO, que el mencionado proyecto reúne los méritos académicos, científicos y formales, suficientes para ser sometido a la evaluación del tribunal de titulación que designe la autoridad competente.

La autoría del tema desarrollado corresponde a los señores **José Antonio Loor Salvatierra** y **Luigi Alejandro Mendoza López**, estudiante de la carrera de **Ingeniería Civil**, período académico **2019-2020**, quienes se encuentran aptos para la sustentación de su trabajo de titulación.

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

Manta, 15 de noviembre del 2019.

Lo certifico,



Ing. Yuri Rodríguez Andrade
Docente Tutor(a)

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Nosotros, Loor Salvatierra José Antonio y Mendoza López Luigi Alejandro, declaramos que el siguiente trabajo de titulación en la modalidad de “Proyecto Técnico”, cuyo título es “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Informática de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí.” es de nuestra autoría. Toda la información tomada de diferentes autores se encuentra debidamente citada y se incluyen en las referencias bibliográficas. El análisis de resultados y las conclusiones expuestas son de exclusiva responsabilidad de los autores.

Manta, noviembre de 2019

José Antonio Loor Salvatierra

CI: 131593588-0

Mendoza López Luiggi Alejandro

CI: 131702133-3

APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

TÍTULO:

“EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INFORMÁTICA DE LA UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ”.

TESIS DE PROYECTO TÉCNICO

Sometida a consideración del tribunal de revisión y sustentación como requisito previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

MIEMBRO DEL TRIBUNAL
DE REVISIÓN

MIEMBRO DEL TRIBUNAL
DE REVISIÓN

MIEMBRO DEL TRIBUNAL
DE REVISIÓN

Manta, noviembre de 2019

DEDICATORIA

Primero, a Dios por brindarme la fortaleza y la sabiduría para cumplir una de mis metas. A mis padres por el apoyo incondicional y ser el pilar fundamental de mi vida, por los consejos brindados en momentos difíciles y gracias a ellos concluyo esta etapa. A familiares y amigos por el apoyo y los consejos brindados a lo largo de este camino.

José Antonio Loor Salvatierra

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado con mucho cariño y amor a mi padre y madre, hermanas y sobrinos, que han estado para mí durante toda mi etapa de estudios universitarios apoyándome intensamente. Dedicado a mis amigos de salón compartiendo conocimientos como gratos momentos. Sobre todo, dedicada con gran amor a mi enamorada Allisson Lino por la manera en que me supo apoyar y acompañar durante mi periodo académico siempre estando un paso adelante sin dejarme decaer para no dar un paso atrás.

Luigi Alejandro Mendoza López

Manta, noviembre de 2019

AGRADECIMIENTO

A Dios por darme salud y permitirme culminar esta meta.

A mi familia gracias por el apoyo, la comprensión y la paciencia brindada en este camino, siempre serán la motivación de mis logros.

A mis amigos y compañeros los cuales me brindaron su amistad y su cariño, gracias por el apoyo durante todo este tiempo el cual ha contribuido en alcanzar este triunfo.

A los docentes de la carrera de Ingeniería Civil que comparten sus conocimientos y experiencia con la finalidad de potenciar y desarrollar nuestras capacidades para obtener buenos profesionales.

José Antonio Loor Salvatierra

Manta, noviembre de 2019

AGRADECIMIENTO

Al ser supremo el cual nos brinda la energía, el poder, el espíritu y la voluntad de poder culminar este trabajo para nuestra titulación.

A mis padres, Bernabe Mendoza y Elizabeth López por tener la dedicación y el esfuerzo para darnos una educación a mí y mis hermanas y que hoy por hoy son testigos del éxito que poco a poco vamos consiguiendo.

A mis hermanas Diana, Lizeth y Denisse por tener todo su amor incondicional e inigualable.

A mis sobrinos Karolyn, Yeiko y Sofía que son seres muy especiales para mí.

A mi enamorada Allisson Lino por tener la paciencia de ayudarme en todo lo posible y brindarme esa paciencia para verme triunfar y emprender nuevos y grandes proyectos juntos para alcanzar el éxito deseado.

A mi compañero de tesis y amigo de aula José Loor Salvatierra por ser partícipe y poder culminar juntos este trabajo.

A grandes docentes que ha durante la carrera han sido grandes personajes que han forjado sabiduría y han sido constantes en el cumplimiento de sus labores impartiendo conocimientos.

A todos ellos muchas gracias.

Luigi Alejandro Mendoza López

Manta, noviembre de 2019

CONTENIDO

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR	II
DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	1II
APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	IV
DEDICATORIA	V
AGRADECIMIENTO.....	VI
RESUMEN.....	17
CAPÍTULO I.....	19
1. Problema.....	20
1.1. Título.....	20
1.2. Antecedentes	21
1.3. Planteamiento del Problema	22
1.4. Justificación	23
1.5. Delimitación.....	24
1.6. Objetivos.....	25
1.6.1. Objetivo General.	26
1.6.2. Objetivos Específicos.....	27
CAPITULO II	30
2. Fundamentación Teórica.....	31
2.1. Estructuras de Hormigón Armado.	32
2.2. Vida útil y Daño Estructural.	33
2.3. Patologías en Edificios.....	34
2.3.1. Por defectos.....	35
2.3.2. Por fuerzas externas.	36
2.3.3. Por deterioro.....	37
2.3.4. Patologías comunes.....	40
2.4. Peligrosidad Sísmica.....	45

2.5.	Vulnerabilidad Sísmica.....	55
2.5.1.	Vulnerabilidad Estructural.....	56
2.5.2.	Vulnerabilidad no Estructural.....	57
2.5.3.	Vulnerabilidad Funcional.....	57
2.5.4.	Metodologías de Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica.....	58
2.6.	Riesgo Sísmico.....	60
2.7.	Filosofía de sismo resistencia en las estructuras.....	60
2.8.	Caracterización Sísmica en el Ecuador.....	61
2.9.	Caracterización territorial y sísmica de Manta.....	63
2.9.1.	Caracterización territorial de Manta.....	63
2.9.2.	Caracterización sísmica de Manta.....	64
2.10.	Modelo de Análisis.....	66
2.10.1.	Análisis estático lineal.....	66
2.10.2.	Análisis dinámico lineal.....	68
2.11.	Relación H/T.....	69
2.12.	Interacción pórtico – mampostería.....	70
2.12.1.	Mampostería.....	70
2.12.2.	Incorporación de mampostería al modelo matemático.....	72
2.12.3.	Determinación para el ancho equivalente a.....	73
2.13.	Investigaciones Previas.....	74
2.13.1.	Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Quito – Ecuador y Riesgo de Pérdida. (Chávez, 2016).....	74
2.13.2.	Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica del Edificio de Aulas de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la Norma Ecuatoriana De La Construcción (NEC-SE-RE,2015). (Quizhoilema, 2017).....	75
2.13.3.	Evaluación Estructural mediante el FEMA-154 del NEC y Propuesta de Reforzamiento del Centro Educativo Juan Pablo del D.M.Q. (Moreta, 2015).....	76
2.14.	Fundamentación legal y normativa aplicada.....	76

2.14.1.	Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).....	76
2.14.2.	Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras (NEC-SE-RE, 2015)	84
2.15.	Evaluación de Estructuras – Estudios y Ensayos.....	86
2.15.1.	Normativa ASCE/SEI 41-13: Rehabilitación Sísmica de Edificios Existentes.	86
2.15.2.	Inspección y evaluación visual rápida de las estructuras FEMA P-154.....	89
2.15.2.1.	Pasos para la evaluación visual de la estructura.....	91
2.15.3.	Sísmica de refracción ASTM D 5777-95.	91
2.15.4.	Ensayos de los materiales.	92
2.15.5.	Análisis de estructuras mediante vibraciones ambientales (ISO 2631).....	99
2.16.	Modelado, Análisis y Criterios de Aceptación	103
CAPITULO III.....		104
3.	Descripción del Proyecto.	104
3.1.	Generalidades de la Edificación.....	104
3.1.1.	Ubicación del edificio.	104
3.1.2.	Recopilación de Datos.....	104
3.2.	Antecedentes de Diseño	110
3.2.1.	Códigos, cargas y especificaciones de resistencia.	110
3.3.	Inspecciones y evaluaciones de estado general de la edificación.....	111
3.4.	Aplicación del Procedimiento visual rápido FEMA P-154.	113
3.5.	Características del Suelo.	116
3.5.1.	Refracción sísmica.	116
3.6.	Evaluación mecánica.	116
3.6.1.	Estudio de calidad de hormigones.....	116
3.6.2.	Escaneo estructural y análisis de corrosión del acero	124
3.6.3.	Ensayo de Fenolftaleína	125
3.7.	Ensayo de vibraciones ambientales.	126

3.8.	Cálculo del ancho equivalente de la mampostería	126
3.9.	Modelo Matemático del edificio.....	127
3.9.1.	Descripción de distribución los elementos.....	127
3.9.2.	Propiedades mecánicas de los materiales.....	128
3.9.3.	Propiedades de los materiales, datos ingresados en ETABS V16.2.1.....	129
3.9.4.	Propiedades Geométricas de los Elementos Estructurales ingresados en ETABS V16.2.1.....	132
3.9.5.	Definición y asignación de patrones de carga.....	135
3.9.6.	Combinaciones de Carga.....	137
3.9.7.	Aplicación de los niveles de desempeño sísmico del ASCE/SEI 41-13.....	138
3.9.8.	Incorporación del espectro de diseño.....	141
3.9.9.	Carga Reactiva W.....	143
3.9.10.	Cálculo del cortante estático en la base.....	143
3.9.11.	Calibrado del Cortante basal dinámico en ETABS V16.2.1	145
3.10.	Análisis de resultados	146
3.10.1.	Periodo de Vibración.....	146
3.10.2.	Control de derivas de piso	147
3.10.3.	Rigidez de piso.....	148
3.10.4.	Participación Modal.....	149
3.10.5.	Parámetro H/T.....	150
CAPITULO IV.....		151
4.1.	Conclusiones.....	151
4.2.	Recomendaciones	152
BIBLIOGRAFÍA.....		153
ANEXOS.....		158

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Daños causados por el sismo del 16 de abril de 2016 en la mampostería	40
Figura 2. Vibración torsional causada por la falta de coincidencia	50
Figura 3. Golpeteo de edificios por diferencia de altura entre piso.	52
Figura 4. Efecto de columna corta debido a mampostería.	52
Figura 5. Avance del frente de carbonatación vs. reducción del pH en el concreto	53
Figura 6. Corrosión localizada de armaduras por ataque de cloruros.	54
Figura 7. Peligro sísmico en América Latina y El Caribe.....	55
Figura 8. Vulnerabilidad Estructural; edificios afectados por el terremoto del 16A.	56
Figura 9. Vulnerabilidad no Estructural, daño de mampostería sin afectar a elementos estructurales;	57
Figura 10. Eventos sísmicos localizados por la RENSIG y RENAC durante el año 2017.	62
Figura 11. Eventos sísmicos localizados por la RENSIG durante el año 2018	63
Figura 12. Límites y división parroquial del cantón Manta;	64
Figura 13. Mapa de amenaza de sismos y elementos esenciales;	66
Figura 14. Análisis estático lineal; Fuente: Solidworks.....	67
Figura 15. Modos de vibración de las estructuras; Fuente: Martínez, 2015	69
Figura 16. Modelo matemático general con mampostería incorporada;	73
Figura 17. Propiedades geométricas del puntal de mampostería;	73
Figura 18. Análisis de diagonal en puertas y ventanas;	74
Figura 19. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z;	77
Figura 20. Modelo de espectro elástico; Fuente: NEC-SE-DS-2015.....	81
Figura 21. Esquema conceptual simplificado de evaluación sísmica de la NEC-SE-RE; ..	86
Figura 22. Proceso de Evaluación. (Adaptado de fig. C1-1 ASCE/SEI 41-13);.....	87

Figura 23. Matriz de análisis de la vulnerabilidad sísmica de una edificación.....	91
Figura 24. Distribución en campo de los geófonos en el ensayo de refracción sísmica;	92
Figura 25. Esquema típico de aplicación del esclerómetro;	94
Figura 26. Esclerómetro digital PCE-HT 225E, determina la dureza del hormigón;	95
Figura 27. Preparación del equipo para la extracción de núcleos;	96
Figura 28. Extracción del núcleo de hormigón;	98
Figura 29. Resistencia a la compresión del hormigón; ensayo de cilindros;	99
Figura 30. Corrección de línea base y filtros; Fuente: Autores (Seismo Signal).....	101
Figura 31. Series en el tiempo; Fuente: Autores (Seismo Signal)	102
Figura 32. Espectro de Fourier y espectro de potencia; Fuente: Autores (Seismo Signal)	102
Figura 33. Facultad de Informática ULEAM;.....	104
Figura 34. Planta baja N+0.20; Fuente: Autores.....	106
Figura 35. Primer piso N+3.40; Fuente: Autores	107
Figura 36. Segundo piso N+6.40; Fuente: Autores.....	108
Figura 37. Cubierta N+9.80; Fuente: Autores.....	109
Figura 38. Ficha del FEMA 154; datos obtenidos del formulario 1	114
Figura 39. Ficha del FEMA P-154; datos obtenidos del formulario 2.....	115
Figura 40. Ubicación de columnas y vigas ensayadas; Planta baja color azul;	117
Figura 41. Ensayo de esclerometría en columna;.....	118
Figura 42. Extracción de núcleo de los elementos seleccionados;.....	120
Figura 43. Corte de los especímenes extraídos; Fuente: Autores.	121
Figura 44. Espécimen de hormigón ensayado; Fuente: Autores.....	121
Figura 45. Escaneo estructural; a) Escaneo en columnas;	124
Figura 46. Ensayo con fenolftaleína; Fuente: Autores.....	125

Figura 47. Definición de las propiedades del Hormigón;	129
Figura 48. Definición de las propiedades del Acero de Refuerzo;	130
Figura 49. Definición de las propiedades de diagonales de mampostería;	131
Figura 50. Asignación de propiedades geométricas, columna;.....	132
Figura 51. Asignación de propiedades geométricas, vigas; Fuente:	133
Figura 52. Asignación de propiedades geométricas de Losa Unidireccional;	134
Figura 53. Asignación de propiedades geométricas de Losa Bidireccional;.....	134
Figura 54. Asignación de propiedades geométricas, diagonales de mampostería;	135
Figura 55. Patrones de Carga; Fuente: Autores.	137
Figura 56. Determinación del espectro de diseño;	143
Figura 57. Ingreso de coeficientes C y K;.....	144
Figura 58. Control de Derivas de piso, a) deriva en X; b) Deriva en Y;.....	148
Figura 59. Control de Rigidez de piso; a) Rigidez en X; b) Rigidez en Y;	149
Figura 60. Modos de vibración y participación modal de las masas de la estructura;	149

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Irregularidades en planta y configuración estructural.....	47
Tabla 2. Irregularidades en elevación y configuración estructural;	49
Tabla 3. Clasificación de bloques según su uso; Fuente: INEN-638.....	71
Tabla 4. Dimensiones de los bloques; Fuente: INEN-638.....	71
Tabla 5. Resistencia mínima según el bloque; Fuente: INEN-640	71
Tabla 6. Resistencia a la compresión del mortero; Fuente: ASTM	72
Tabla 7. Dosificación del mortero; Fuente: ASTM	72
Tabla 8. Módulo de elasticidad del mortero; Fuente: ASTM	72
Tabla 9. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada;	77

Tabla 10. Tipos de perfiles de suelos estipulados por la normativa;	78
Tabla 11. Tipo de suelo y Factores de sitio F_a ; Fuente: NEC-SE-DS-2015.....	79
Tabla 12. Tipo de suelo y Factores de sitio F_d ; Fuente: NEC-SE-DS-2015.....	80
Tabla 13. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s ;	80
Tabla 14. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura; Fuente: NEC-SE-DS-2015	82
Tabla 15. Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso;.....	84
Tabla 16. Consideraciones de diseño adoptadas para la construcción de la Facultad de Informática;.....	111
Tabla 17. Resultados de ensayos de esclerometría en columna;.....	119
Tabla 18. Resultados de ensayos de esclerometría en vigas;	119
Tabla 19. Resultados de extracción de núcleos; Fuente: Autores	122
Tabla 20. Resultados de las resistencias en columnas obtenidas mediante los dos estudios;	123
Tabla 21. Resultados y diferencia entre la esclerometría y extracción de núcleo;.....	123
Tabla 22. Resultados de escaneo estructural y potencial de corrosión. Fuente: Autores..	124
Tabla 23. Resultados de la prueba de carbonatación.	126
Tabla 24. Dimensiones de los elementos estructurales del edificio.....	128
Tabla 25. Carga muerta del edificio; Fuente: Autores.	136
Tabla 26. Carga Viva del edificio; Fuente: Autores.	136
Tabla 27. Verificación de torsión en planta, según NEC 2015, mediante el análisis dinámico modal espectral, Sismo en dirección X; Fuente: Autores	141
Tabla 28. Verificación de torsión en planta, según NEC 2015, mediante el análisis dinámico modal espectral, Sismo en dirección Y; Fuente: Autores	141
Tabla 29. Coeficientes del Espectro de Diseño; Fuente: Autores.....	142
Tabla 30. Carga reactiva W; Fuente: Autores.....	143
Tabla 31. Periodos de vibración de la estructura; Fuente: Autores.....	147

RESUMEN

El proyecto técnico presentado, evalúa la vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Informática de la ULEAM. Este proyecto está regido y ejecutado en base a la metodología para la evaluación visual rápida que presenta FEMA P-154 y a los requerimientos de nivel 2 de la norma ASCE/SEI 41-13 para la correcta aplicación en el análisis estructural lineal en donde se emplea un modelo matemático, el cual representa de manera real las dimensiones de los elementos y propiedades de los materiales, caracterizados por los ensayos destructivos y no destructivos empleados.

Con la calificación obtenida en los dos formularios de FEMA P-154 se determina si la estructura podría ser potencialmente peligrosa desde el punto de vista sísmico, estableciendo un puntaje de corte igual a 2. En el caso de que resulte un valor menor a 2, la estructura debe ser analizada con detalle para establecer si realmente la estructura es potencialmente peligrosa.

Para establecer la resistencia del hormigón se realizaron ensayos destructivos y no destructivos empleando el método de la esclerometría y el de extracción de núcleos de hormigón en varios elementos estructurales. Se analizó la corrosión del acero y la carbonatación del hormigón. Además, se determinó el periodo fundamental de la estructura mediante el uso de vibraciones ambientales, registradas por un acelerómetro.

Con los datos obtenidos en los ensayos y con la información de la configuración estructural y las dimensiones de sus elementos, se elaboró un modelo matemático calibrado en el programa ETABS V16.2.1. Se ejecutaron análisis lineales estático y dinámico modal espectral, empleando el espectro de diseño de la Norma Ecuatoriana de Construcción, NEC 2015, para analizar el comportamiento sísmico del edificio y poder verificar el cumplimiento de las normas de construcción vigentes.

Palabras claves: Vulnerabilidad sísmica, análisis estructural lineal, sismo de diseño.

ABSTRACT

The technical project presented, evaluates the seismic vulnerability of the building of the Faculty of Informatics of the ULEAM. This project is governed and executed based on the methodology for the rapid visual evaluation presented by FEMA P-154 and the level 2 requirements of the ASCE / SEI 41-13 standard for the correct application in the linear structural analysis where a mathematical model is used, which It represents in real way the dimensions of the elements and properties of the materials, characterized by the destructive and non-destructive tests used.

With the qualification obtained in the two forms of FEMA P-154 it is determined if the structure could be potentially dangerous from the seismic point of view, establishing a cut-off score equal to 2. In the event that a value less than 2 results, the structure must be analyzed in detail to establish whether the structure is really dangerous.

To establish the strength of concrete, destructive and non-destructive tests were carried out using the method of sclerometry and the extraction of concrete cores in various structural elements. Corrosion of steel and carbonation of concrete were analyzed. In addition, the fundamental period of the structure was determined through the use of environmental vibrations, recorded by an accelerometer.

With the data obtained in the tests and with the information of the structural configuration and the dimensions of its elements, a mathematical model calibrated in the ETABS V16.2.1 program was developed. Linear static and dynamic modal spectral analysis were carried out, using the design spectrum of the Ecuadorian Construction Standard, NEC 2015, to analyze the seismic behavior of the building and to verify compliance with current construction standards.

Keywords: Seismic vulnerability, linear structural analysis, design earthquake.

CAPÍTULO I

1. Problema

1.1. Título

Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica del edificio de la Facultad de Informática de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí.

1.2. Antecedentes

Ecuador tiene una larga historia de actividad sísmica, que en los últimos años ha provocado la destrucción de edificios enteros en ciudades como Riobamba en 1797, Ibarra en 1868, Bahía de Caráquez en 1998 y las ciudades de Pedernales, Portoviejo y Manta en el pasado terremoto del 16 de abril del 2016. Cada nuevo terremoto demuestra que los diseños arquitectónicos y estructurales son cada vez más complejos y asimétricos, por lo que mayor será el impacto del sismo, elevando así su vulnerabilidad sísmica.

En varios países considerados potencialmente sísmicos como Chile, se elaboró una normativa más estricta en el área estructural, con el fin de disminuir los daños que podría haber ante un sismo; en Ecuador se han realizado varios reforzamientos en estructuras, marcando un hito en la historia de la Ingeniería Sísmica del Ecuador la realizada en el Hospital de Santo Domingo de los Tsáchilas por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército Ecuatoriano, pues fue la primera estructura reforzada a partir de conocimientos y estudios científicos que anticipaban su desempeño estructural deficiente sin la ocurrencia previa de un terremoto.

El Ingeniero Patricio Vergara Calle miembro del Colegio de Ingenieros Civiles del Cañar, a quien se le ha otorgado un Botón de Oro en el 2013 por parte del Cuerpo de Ingenieros

Civiles del Ecuador por su investigación sobre “Métodos Simplificado Para el Cálculo, Diseño, Evaluación Sismo Resistente y Sistemas de Reforzamiento de Edificios de Hormigón Armado”, en dicha investigación, él busca como objetivo principal identificar los problemas estructurales existentes en las edificaciones y por medio de ello realizar su reforzamiento, con la finalidad de salvaguardar las vidas humanas.

En Europa se implementó un proyecto denominado NERA. El objetivo general de NERA era lograr una mejora en el impacto a largo plazo para la evaluación y la reducción de la vulnerabilidad en las construcciones y para los ciudadanos durante los terremotos. (NERA, 2014, p.3)

En Chile se presentó en las 16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017, una plataforma basada en la web denominada SAVER. En el artículo científico se indica que “SAVER tendrá como objetivo recopilar información para establecer el nivel de vulnerabilidad de los edificios. Dicha información se utilizará en la toma de decisiones tanto para los programas de prevención como para los de evaluación post-sísmica. La plataforma determinará a partir de la implementación de varios métodos la estimación de la respuesta sísmica, la detección de daños y el nivel de vulnerabilidad estructural de los edificios”. (Rodríguez et al, 2017)

Con lo mencionado anteriormente y en vista de la gran probabilidad de ocurrencia de un nuevo sismo que pudiese dejar pérdidas humanas y económicas, en la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, se ha puesto en marcha un proyecto en el que trata sobre la “Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica” siendo como objeto de estudio la Facultad de Ciencias Informáticas.

1.3. Planteamiento del Problema

Luego del terremoto del 16 de abril de 2016, conocido como el terremoto del 16A, varios edificios de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí se vieron afectados; debido a los daños que se presentaron varias estructuras fueron demolidas y otras fueron reparadas.

El edificio de la Facultad de Ciencias Informática se encuentra dentro de las estructuras que tuvieron daños leves, por ejemplo, hubo daños a nivel de mampostería, la cual fue demolida y reemplazada por paredes de gypsum, sin embargo, por motivos de seguridad estructural se hace necesario realizar un estudio detallado de sus condiciones actuales mediante una evaluación de su vulnerabilidad sísmica.

1.4. Justificación

Es necesario definir en esta sección tres conceptos para fundamentar por qué se realizará esta investigación: peligrosidad, vulnerabilidad y riesgo sísmicos.

La peligrosidad sísmica representa la probabilidad de ocurrencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de un área dada, de un movimiento sísmico del terreno de un nivel de severidad determinado. Datos sobre la peligrosidad se encuentran en las normativas de diseño sísmico en forma de terremotos de diseño. (Barbat, Lantada, Pujades & Cardona, 2014)

La vulnerabilidad sísmica se define como la predisposición intrínseca de una estructura, grupo de estructuras o de una zona urbana completa de sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico de una severidad determinada. La vulnerabilidad está directamente relacionada con las características de diseño de la estructura. (Barbat, et al., 2014)

El riesgo sísmico, es decir, las consecuencias de un terremoto, se obtiene mediante la convolución entre la peligrosidad y la vulnerabilidad correspondiente a cada nivel de severidad considerado para el sismo. Dichas consecuencias pueden ser de tipo físico, económico, financiero, indemnización, social, humano, etc. (Barbat, et al., 2014)

La ocurrencia de los fenómenos sísmicos es inevitable debido a su naturaleza, lo que requiere mejoras que optimicen el comportamiento sismo-resistente de las estructuras nuevas y el refuerzo de las existentes, de tal forma que se reduzcan las pérdidas producidas por los terremotos en el momento que ocurren. De aquí la necesidad apremiante de los estudios de vulnerabilidad y riesgo sísmico, a fin de realizar una gestión integral del riesgo. (Herrera, 2014)

El sismo del 16 de abril de 2016 afectó a varias ciudades de las provincias de Manabí en Ecuador. Una de estas ciudades afectadas fue Manta, ubicada en la costa del Océano Pacífico.

La Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, tuvo daños severos y moderados en varias de sus edificios. Actualmente la matriz de la ULEAM cuenta con 14.779 estudiantes, 1.068 docentes y el respectivo personal administrativo, los cuales serían los primeros beneficiarios con los resultados que se obtengan de la ejecución de este proyecto, pues sus vidas estarían más seguras si se presentare un nuevo evento sísmico de igual o mayor intensidad que el del 16 de abril de 2016.

En la Figura 1 se evidencia la vulnerabilidad sísmica existente en edificios de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, destacándose las fallas de la mampostería y fallas de los elementos estructurales, lo cual constituye en un riesgo sísmico muy alto para la vida humana. Durante el evento del 16A no hubo pérdida de vidas humanas dentro de la ULEAM,

porque el sismo ocurrió un sábado a las 18:58 horas, momento en el que no había presencia de estudiantes, docentes, ni personal administrativo dentro de sus edificaciones.

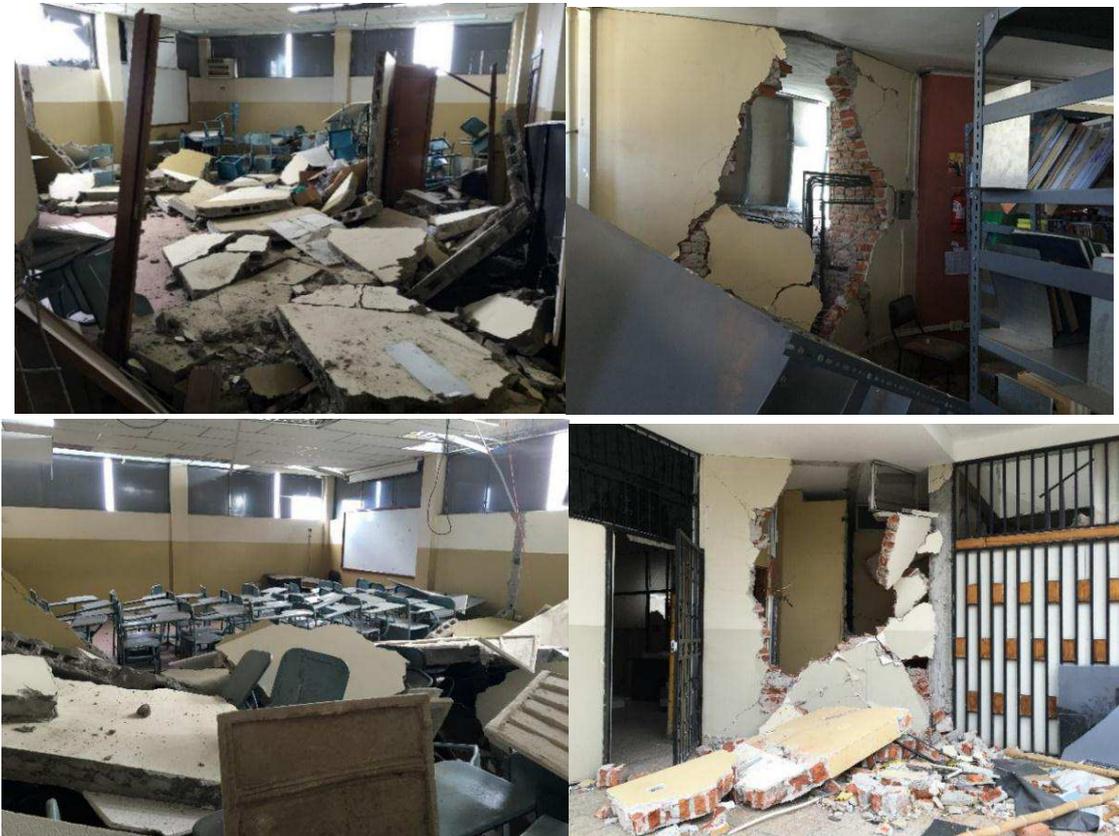


Figura 1. Daños causados por el sismo del 16 de abril de 2016 en la mampostería y en los elementos estructurales de edificios de la ULEAM; Fuente: Ing. Yuri Rodríguez

Las estructuras que aún se mantienen en pie no cuentan con un estudio de vulnerabilidad detallado, pues no se sabe exactamente si sus elementos estructurales perdieron sus capacidades de resistencia y ductilidad que poseían antes del sismo del 16 de abril de 2016 y sus réplicas posteriores. Debido a esta incertidumbre, estas estructuras necesitan someterse a una evaluación de su vulnerabilidad sísmica.

El proyecto permitirá conocer que tan vulnerable es el edificio de la Facultad de Informática (Bloque nuevo) ante un nuevo sismo de igual o mayor magnitud que el del pasado 16 de abril del 2016. Un reforzamiento estructural adecuado posterior a la evaluación

permitirá la corrección de las deficiencias que probablemente tenga el edificio, mejorando su desempeño estructural y minimizando su vulnerabilidad frente la acción de los sismos.

1.5. Delimitación.

Delimitación espacial: El proyecto técnico se limitará en la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, específicamente en la Facultad de Informática en su Bloque 2 (Bloque nuevo).

Delimitación temporal: El proyecto será desarrollado alrededor de 6 meses, desde febrero hasta agosto del 2019.

Delimitación temática: El objetivo del presente trabajo es realizar una evaluación de vulnerabilidad al edificio Facultad de Informática en su Bloque 2, para saber en qué condiciones estructurales se encuentra el edificio posterior al terremoto del 16 de abril del 2016.

1.6. Objetivos.

1.6.1. Objetivo General.

Evaluar la vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Informática de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, aplicando la metodología de FEMA P-154 para una evaluación rápida, y de la norma ASCE/SEI 41-13 para una evaluación calculada mediante la ejecución de análisis estructural lineal, empleando un modelo analítico calibrado.

1.6.2. Objetivos Específicos.

- Evaluar la vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Informática de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, aplicando la metodología de FEMA P-

154 para realizar una evaluación visual rápida.

- Determinar el periodo de vibración del edificio, las propiedades mecánicas del suelo y de sus hormigones, mediante el uso de herramientas analíticas y tecnológicas.
- Obtener un modelo analítico calibrado, utilizando los resultados ya obtenidos en un software comercial.
- Evaluar la vulnerabilidad sísmica de los edificios de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, aplicando la metodología del ASCE/SEI 41-13, para realizar una evaluación calculada mediante la ejecución de análisis estructural lineal, cumpliendo los procedimientos y requerimientos de la norma.

CAPITULO II

2. Fundamentación Teórica.

2.1. Estructuras de Hormigón Armado.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015), dice que las estructuras son un “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.)” (p, 9).

Un sistema estructural propiamente dicho es, el armazón o esqueleto de una estructura, este se encarga de transmitir las fuerzas actuantes hacia los apoyos. Este debe garantizar su seguridad, funcionalidad y economía durante su vida útil.

El hormigón armado es un material compuesto por: áridos finos y gruesos, cemento, agua, aditivos y acero estructural. Su utilización es muy empleada por su buen desempeño y bajo costo, no obstante, hay que tener un estricto control en el proceso de su elaboración para evitar problemas a corto, mediano y largo plazo impidiendo el deterioro y la reducción de la vida útil de la estructura.

Teniendo un buen diseño estructural, utilizando buenos materiales y realizando una correcta ejecución del proyecto, podemos disponer de una estructura que presente buen desempeño sísmico y salvaguardar las vidas humanas y evitar el colapso.

2.2. Vida útil y Daño Estructural.

Cuando se menciona “Vida útil” haciendo hincapié en el ámbito de los proyectos

ingenieriles, Moragues (2013), señala que, “Es el periodo de tiempo, a partir de su puesta en servicio, durante el que debe mantener unas condiciones de seguridad, funcionalidad y aspectos aceptables. Durante este periodo requerirá una conservación adecuada, pero no requerirá operaciones de rehabilitación” (p. 2).

La Durabilidad se define como la capacidad que tienen las estructuras de hormigón reforzado de conservar inalteradas sus condiciones físicas y químicas durante su vida útil cuando se ven sometidas a la degradación de su material por diferentes efectos de cargas y sollicitaciones, las cuales están previstas de su diseño estructural. (Muñoz & Mendoza, 2012).

Relacionando estos dos conceptos, se puede definir a la vida útil como el periodo de tiempo de funcionalidad de una estructura y a la durabilidad como la conservación de las propiedades físicas y químicas de esta, durante ese periodo de tiempo.

“Se debe tener un riguroso control en todo el proceso de construcción: preparación, transporte, colocación, compactación, terminación superficial y curado” (Del Castillo, 2018, p.28).

Teniendo en cuenta estas definiciones, se podrá explicar el problema que conlleva al no cumplir los debidos procesos constructivos.

El daño estructural, es aquel que tiene una relevancia bastante importante en lo que se refiere al colapso total o parcial de la estructura o una reparación de elevado costo. Hoy en día las normas sísmicas pueden estar un paso adelante y predecir sobre el daño estructural, pero no se define de manera precisa el grado de daño, ni la metodología para su cuantificación.

2.3. Patologías en Edificios.

López, F., Rodríguez, V., Santa Cruz, J., Torreño, I. & Ubeda P., (2004), dicen que la

patología estructural es, “El estudio del conjunto de procesos degenerativos en la alteración de los materiales y los elementos constructivos, así mismo como su proceso de construcción.”

Los daños aparecen cuando la estructura entra en pleno funcionamiento, pues esto abarca un proceso que conlleva aspectos importantes que establecer antes del diseño estructural. Estos parámetros establecidos por criterios de los procesos constructivos abarcan desde lo más básico que siempre suele ser la calidad de los materiales, una buena configuración estructural, cumplir normativas establecidas y empleo de mano de obra calificada.

Durante el mismo proceso de construcción se debe verificar que las secciones de los elementos estructurales sea la establecida, utilizando la correcta dosificación del hormigón, curado y demás actividades que aseguren la buena calidad de la obra civil; y por último se propone el mantenimiento y el correcto uso que se le dé a la estructura cuando entra a la fase de funcionamiento durante toda su vida útil.

La vulnerabilidad de las construcciones suele verse mediante las patologías, las cuales ocasionan muchos problemas a largo plazo, desde minúsculos daños hasta fallas de gran magnitud incidiendo en el colapso parcial o total del edificio. El Centro de Investigación en Gestión Integral de Riesgos (2009), clasifica los daños debido a tres causas:

2.3.1. Por defectos.

Son aquellos que surgen del producto de un mal diseño y errada configuración estructural, en donde también influyen la calidad de los materiales que se emplean sean estos deficientes o no los más apropiados según las exigencias de las normativas.

2.3.2. Por fuerzas externas.

Aquellos que se presentan durante o luego de la afectación de alguna fuerza externa de

gran magnitud, estas fuerzas pueden ser un sismo, un alud, inundaciones o el uso no adecuado de las mismas para el cual fueron diseñadas.

2.3.3. Por deterioro.

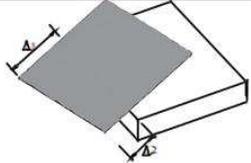
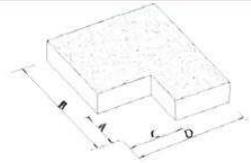
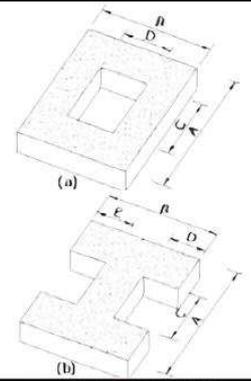
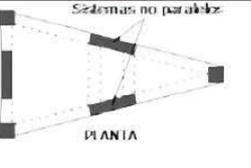
Esta debería ser la causa más común de las patologías en estructuras, pues, las obras se diseñan para un tiempo de vida útil, pero durante ese tiempo se van presentando pequeños fallos que deben ser atendidos inmediatamente. Esto es producido por agentes externos, como agentes químicos, sol, agua, etc. lo que hace que su resistencia y serviciabilidad vayan disminuyendo.

2.3.4. Patologías comunes.

2.3.4.1. Irregularidad y coeficiente de configuración estructural en planta.

La NEC (2015), describe varias tipologías de irregularidades en planta que se presentan con mayor frecuencia en las estructuras de edificación las cuales se aprecian en la Tabla 1.

Tabla 1. Irregularidades en planta y configuración estructural
Fuente: NEC-15

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_T=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_T=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_T=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_T=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

El coeficiente ϕ_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura.

$$\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB} \quad (1)$$

Dónde:

- ϕ_P Coeficiente de regularidad en planta.
- ϕ_{PA} Mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de

irregularidades tipo 1, 2 y/o 3.

- ϕ_{PB} Mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4.
- ϕ_{Pi} Coeficiente de configuración en planta.

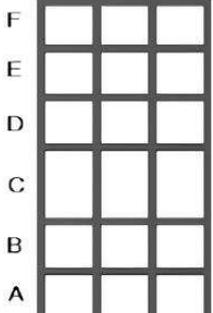
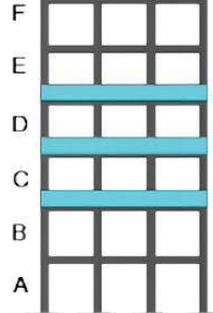
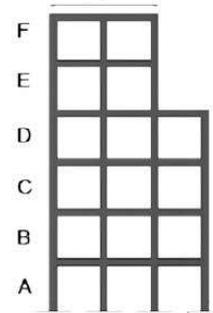
Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas, en ninguno de sus pisos, ϕ_P tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en planta.

2.3.4.2. Irregularidad, configuración estructural y coeficiente en elevación.

La irregularidad en elevación se puede dar cuando se tienen diferentes áreas de pisos, cuando existe una disminución de ejes de columnas en los pisos altos, cuando el área de los pisos inferiores se reduce debido a que la construcción se da sobre una ladera, una diferente distribución de masas, existencia de diferente altura entre pisos debido a la existencia de columnas cortas o largas.

La NEC (2015), presenta varias tipologías de irregularidad en elevación en las estructuras; el coeficiente de elevación ϕ_E se estima a partir de análisis de las características de irregularidad en elevación como se observa en la Tabla 2.

Tabla 2. Irregularidades en elevación y configuración estructural;
Fuente: NEC-15

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{Ei}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{Ei}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{Ei}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

El coeficiente de irregularidad en elevación ϕ_E se determina mediante la siguiente expresión:

$$\phi_E = \phi_{EA} \times \phi_{EB} \quad (2)$$

Dónde:

- ϕ_E Coeficiente de regularidad en elevación.
- ϕ_{EA} Mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de

irregularidades tipo 1; ϕ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1.

- ϕ_{EB} Mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3.
- ϕ_{Ei} Coeficiente de configuración en elevación

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en ninguno de sus niveles, $\phi_E = 1$ y se le considerará como regular en elevación.

2.3.4.3. Irregularidad Torsional.

Paredes (2014) dice que torsión es, “La asimetría ocurre por la distribución en planta de los elementos estructurales lo que en efecto causa la vibración torsional. La vibración torsional ocurre cuando el centro de masa del edificio no coincide con el centro de rigidez, por lo cual el edificio gira en torno al centro de rigidez, lo que causa grandes incrementos en las fuerzas laterales que actúan sobre los elementos perimetrales de soporte de manera proporcional a sus distintos ejes de rotación.” En la Figura 2 se aprecia torsión existente en edificio.

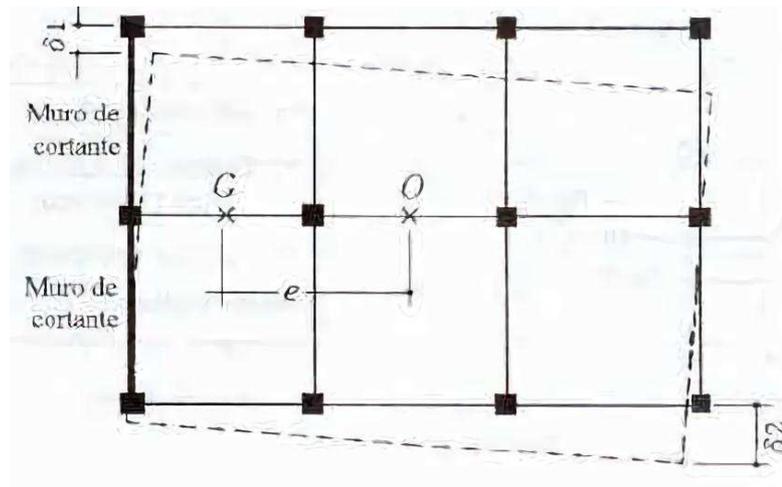


Figura 2. Vibración torsional causada por la falta de coincidencia entre el centro de masa y el centro de rigidez; Fuente: (Paredes, 2014).

La NEC-15 dice que cuando existe irregularidad torsional (coeficiente de regularidad en planta), los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación torsional A_x , calculado con la expresión:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{prom}} \right)^2 \quad (3)$$

Dónde:

A_x Factor de amplificación torsional.

δ_{prom} Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

δ_{max} Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.

El factor de amplificación torsional (A_x) no tendrá que exceder de un valor= 3.0 ,para diseño, se considerará la carga más severa para cada elemento.

2.3.4.4. Golpeteo entre edificios.

“Es la poca o nula separación que debe tener una edificación con respecto a otra, de modo que su manera de vibrar ante una fuerza sísmica conduce al golpeteo produciendo daños severos.” (Serrano, L.R., 2001)

Este tipo de fallas tiende a ser mucho más grave por motivos en que los cuerpos no están a la misma altura y suelen golpear las losas con partes intermedias como las columnas del otro como se aprecia en la Figura 5.

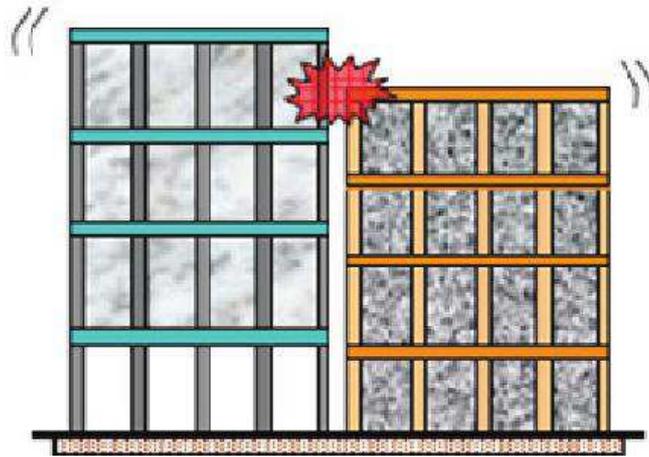


Figura 3. Golpeteo de edificios por diferencia de altura entre piso.
Fuente: Comportamiento Sísmico de los Edificios de Lorca.

2.3.4.5. Columnas cortas.

Se le denomina así porque se restringe parcialmente el movimiento lateral de la columna, causado generalmente por paredes de mampostería con ventanas la cual presenta una porción libre de tensiones cortantes mucho más altas que si la columna estuviese libre en toda su altura. (Beauperthuy & Urich, s.f)

En la Figura 4 se aprecia un ejemplo en particular de columna corta, causado por pared de mampostería.

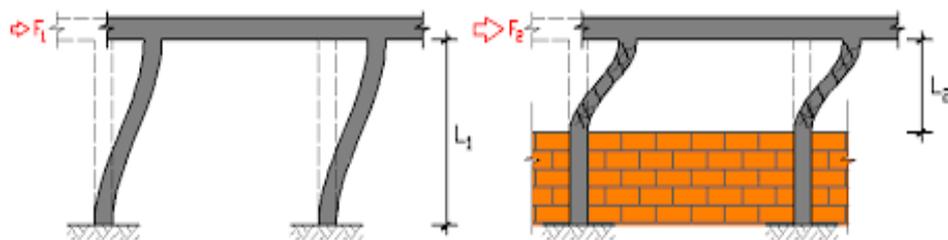


Figura 4. Efecto de columna corta debido a mampostería.
Fuente: B.R.S. Ingenieros, C.A.

2.3.4.6. Carbonatación del hormigón.

La carbonatación es un problema de las estructuras de concreto reforzado el cual afecta el

funcionamiento estructural por la pérdida de resistencia a cargas que debe resistir la armadura de acero. La carbonatación en el concreto es la pérdida de pH que ocurre cuando el dióxido de carbono atmosférico reacciona con la humedad dentro de los poros del concreto y convierte el hidróxido de calcio con alto pH a carbonato de calcio, que tiene un pH más neutral. (Bolívar & Ortiz, 2015)

Montani (2014) en su artículo menciona que “La carbonatación es el enemigo olvidado del concreto”; esto nos expresa que es muy importante la pérdida del pH en el concreto, puesto que este es altamente alcalino, protege y resguarda el acero ante la corrosión, creando una capa de óxido sobre el acero que permanece estable dentro del concreto (el pH debe estar entre 12,5 y 13,5 para una buena protección)”. El proceso está representado de la siguiente manera en la Figura 5.

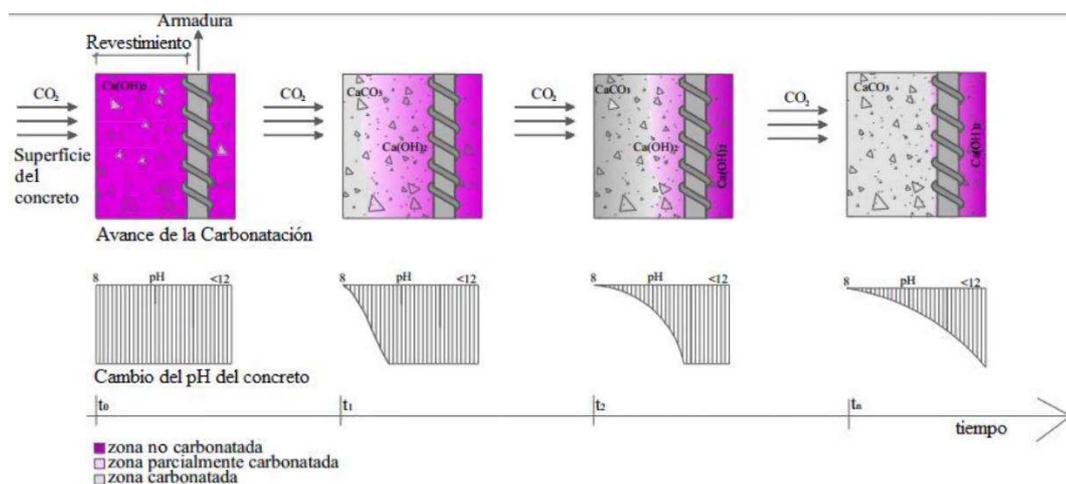


Figura 5. Avance del frente de carbonatación vs. reducción del pH en el concreto
Fuente: Possan, 2010

2.3.4.7. Corrosión de elementos de acero.

La terminología de la ASTM, (G15) define la corrosión como “la reacción química o electroquímica entre un material, usualmente un metal y su medio ambiente, que produce un deterioro del material y de sus propiedades”.

En la Figura 6 se observa como la corrosión produce descascaramiento y vacíos en la

superficie del acero de refuerzo reduciendo la capacidad resistente de la sección transversal el cual es provocada por la carbonatación del hormigón de forma generalizada o por acción de cloruros en forma localizada.



Figura 6. Corrosión localizada de armaduras por ataque de cloruros.
Fuente: Corrosión del acero en elemento de hormigón, Tinoco H, 2014.

2.4. Peligrosidad Sísmica.

“La peligrosidad sísmica se define como la probabilidad de excedencia de un cierto valor de intensidad del movimiento del suelo producido por terremotos, en un determinado emplazamiento y durante un periodo de tiempo dado” (Benito & Jimenez, 1999).

“Peligrosidad Sísmica, es la probabilidad de ocurrencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de una región determinada, movimientos del suelo cuyos parámetros: aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados.” (Falconí, 2008)

Ecuador pertenece a la región denominada de alta sismicidad la cual se libera el 85% de la energía sísmica en forma de movimientos telúricos principalmente. El país se encuentra en una posición con una relativa altura, muy frecuentes los sismos mayores a 5.0 y muchos de ellos su epicentro se ubican en las capas superficiales causando daños considerables. (Yépez, 2000)

Estos conceptos indican que, es muy probable que sucedan sismos con mucha frecuencia y se puede establecer la intensidad que estos puedan tener.

En el Ecuador el perfil litoral está expuesto a un gran peligro lo que es tema de sismicidad pues se ubican cerca de las placas que constantemente están en liberación de energía acumulada como se observa en el mapa de peligro sísmico de América Latina y El Caribe que presenta el Servicio Geológico de EE. UU., USGS, ver Figura 7.



Figura 7. Peligro sísmico en América Latina y El Caribe.
 Fuente: Servicio Geológico de EE. UU., USGS

2.5.Vulnerabilidad Sísmica.

La vulnerabilidad sísmica se define como la predisposición intrínseca de una estructura, grupo de estructuras o de una zona urbana completa de sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico de una severidad determinada. La vulnerabilidad está directamente relacionada con las características de diseño de la estructura. (Barbat, et al., 2014).

Basurto (2016), la define como la probabilidad de que una comunidad sufra pérdidas

humanas y daños materiales al quedar expuesta a una amenaza natural, tomando en cuenta, entre otras, el grado de fragilidad de su infraestructura, viviendas y actividades productivas; el grado de organización; los sistemas de alerta y; el desarrollo político-institucional.

Muñoz y García (2017), señalan varios factores que indican la vulnerabilidad sísmica de las estructuras, en lo que considera que todas las estructuras son un caso diferente por lo que su estudio debe ser un caso en particular:

- Calidad y mano de obra
- Estado de preservación
- Regularidad
- Ductilidad
- Localización
- Suelos no favorables
- Cambio de uso

2.5.1. Vulnerabilidad Estructural.

“Se refiera a que tan susceptibles pueden estar o no afectados los elementos estructurales de la edificación frente a fuerzas sísmicas junto a las cargas de diseño que actuaron al mismo tiempo” (Cardona, Medina & Serna, 2016).

En la Figura 8 se pueden apreciar daños en estructuras que fueron muy vulnerables al sismo del 16A.



Figura 8. Vulnerabilidad Estructural; edificios afectados por el terremoto del 16A.
Fuente: (Holcim, 2016)

2.5.2. Vulnerabilidad no Estructural.

Busca determinar los daños que la estructura pueda presentar después ser afectado por un sismo. “Como se sabrá, la estructura puede quedar inhabilitada debido a daños no estructurales tales como: colapso de equipos, mampostería, elementos arquitectónicos, etc.” (Ceballos, 2017).

La Figura 9 presenta un edificio con vulnerabilidad no estructural, daño en mampostería sin afectar a los elementos estructurales.



Figura 9. Vulnerabilidad no Estructural, daño de mampostería sin afectar a elementos estructurales;

2.5.3. Vulnerabilidad Funcional.

Según Arévalo (2017), la vulnerabilidad funcional es cuando se considera no solamente lo estructural sino la viabilidad del sistema o que tan confiable es la estructura, además toma importancia elementos no estructurales. Esto es solo visible en el momento que ocurrió tal evento natural por que puede sufrir un colapso funcional, es decir la paralización de las operaciones que ofrece, tales como un hospital, una estación de generación eléctrica, entre otras, sin haber afectado la estructura en sí.

2.5.4. Metodologías de Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica.

Dolce, Kappos Zuccaro y Coburn (1944), establecen tres variables involucradas para el análisis de vulnerabilidad: los datos, el método empleado y los resultados obtenidos; estos han reportado 5 clases de datos de entrada, 3 clases de métodos y 2 clases de resultados.

2.5.4.1. Datos de entrada.

Donde nos propone 5 tipos de datos fundamentales sobre la caracterización de la estructura y el lugar de emplazamiento:

- 1) Daños que se registran después de un evento sísmico o mediante la obtención de ensayos de laboratorios (información empírica).
- 2) Caracterización geométricas y cualitativas, donde se toman en cuenta: la altura entre piso, configuración de planta y elevación, edad, sistema resistente de cargas horizontales y verticales, cimentación, entre otras.
- 3) Características mecánicas como: masa, rigidez, ductilidad, desplazamientos sísmicos, resistencia ante esfuerzos sísmicos y parámetros no lineales.
- 4) Características sísmicas de la zona tales como la intensidad, desplazamiento

espectral, aceleración máxima del suelo.

- 5) Datos geológicos y geotécnicos de la zona como las características mecánicas del suelo donde se encuentra la cimentación, estratigrafía del suelo, comportamiento sísmico, etc.

2.5.4.2.Métodos empleados.

- 1) **Métodos estadísticos:** basado en el análisis estadístico de construcciones en los datos de entrada correspondientes tipo 1 y 2. Este método también se suele conocer como Vulnerabilidad Observada donde es aplicable a una muestra de la población y no a una estructura en específico; en la recopilación de información suelen utilizarse distintos formularios y estos pueden variar según el personal a cargo. La metodología más reconocida es el FEMA P-154 basada en una inspección de detección visual rápida en donde se identifica y detecta estructuras posiblemente peligrosas desde el punto de vista sísmico.
- 2) **Métodos mecánicos:** se estudian en estructuras que se puedan representar en modelos matemáticos, los principales parámetros que establecen el análisis dinámico como las derivas de piso, ductilidad o índice de daños. Los métodos más utilizados son: análisis lineal (estático y dinámico); análisis no lineal (estático y dinámico).
- 3) **Métodos basados en juicios de experto:** donde se evalúan cualitativamente y/o cuantitativamente los factores de respuesta sísmica de los edificios determinando el grado de explosión.

La manera en que se aplica cada una de estas metodologías sobre una misma edificación puede dar origen a las variaciones de resultados los cuales puedan ser difíciles de interpretar consiguiendo conclusiones erradas. Por ello se combinan los métodos estadísticos y

mecánicos para establecer confiabilidad en los resultados.

2.5.4.3. Resultados obtenidos.

- 1) **Vulnerabilidad absoluta:** la cual representa el daño medio como función de la intensidad sísmica, o alternativamente la distribución condicional del daño para una intensidad sísmica dada.
- 2) **Vulnerabilidad relativa:** índices de vulnerabilidad obtenidos empírica o experimentalmente para los cuales, no hay ni correlación con el daño, ni está definida la intensidad sísmica.

2.6. Riesgo Sísmico.

El riesgo sísmico, es decir, las consecuencias de un terremoto, se obtiene mediante la convolución entre la peligrosidad, la vulnerabilidad correspondiente a cada nivel de severidad considerado para el sismo. Dichas consecuencias pueden ser de tipo físico, económico, financiero, indemnización, social, humano, etc. (Barbat et al, 2014)

El Riesgo sísmico, “son las consecuencias sociales y económicas potenciales provocadas por un terremoto, como resultado de la falla de las estructuras cuya capacidad resistente fue superada por un terremoto” (SERGISAI, s.f).

La UNESCO (1980), define al riesgo sísmico en la siguiente expresión:

$$\text{RIESGO SÍSMICO} = \text{PELIGROSIDAD} * \text{VULNERABILIDAD} * \text{COSTE}$$

“La expresión engloba los diferentes puntos de vista que se observan en la problemática de la evaluación del Riesgo Sísmico (Giner & Molina, 2001)”.

2.7. Filosofía de sismo resistencia en las estructuras.

La NEC (2015), indica que, “La filosofía de diseño permite comprobar el nivel de seguridad de vida. El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años”.

La NEC-15 presenta requisitos mínimos de una estructura de ocupación normal la cual ayuda a conseguir que:

- Prevención de daños no estructurales y estructurales ante sismos de pequeña magnitud, de gran frecuencia que puedan suscitarse en toda la vida útil de la misma.
- Prevención de daños no estructurales y estructurales ante sismos de magnitud moderada, poco frecuentes que puedan suscitarse en toda la vida útil de la misma.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que puedan ocurrir durante la vida útil salvaguardando la vida de los ocupantes.

En base a estos requisitos son logrados por:

- Resistir las fuerzas especificadas en las normas.
- Tener presente que las derivas de piso, sometidas ante tales cargas sean menores que las admisibles.
- Poder disipar energía mediante técnicas de diseño por capacidad o la utilización de dispositivos de control sísmico.

2.8.Caracterización Sísmica en el Ecuador

El Ecuador se encuentra ubicado en una zona de alta sismicidad lo cual es muy notorio, ya en las últimas décadas ha sido afectado por terremotos de gran magnitud. Es por esta razón

que la coexistencia con la actividad sísmica pasó a ser parte de la cultura ecuatoriana. Grandes terremotos que ocurrieron acarrearón destrucción, daños a toda escala y lo más grave, pérdidas humanas, de ahí la importancia de presentar a la población información adecuada para generar los mecanismos de mitigación apropiados en caso de suscitarse un terremoto.

En la figura 10 se observa la Sismicidad registrada y localizada a partir de los datos de la RENSIG y la RENAC (redes de sismógrafos y acelerógrafos) del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional durante el año 2017, registrando 5622 eventos de origen tectónico de los cuales 92 tuvieron una magnitud igual o superior a 4 grados.

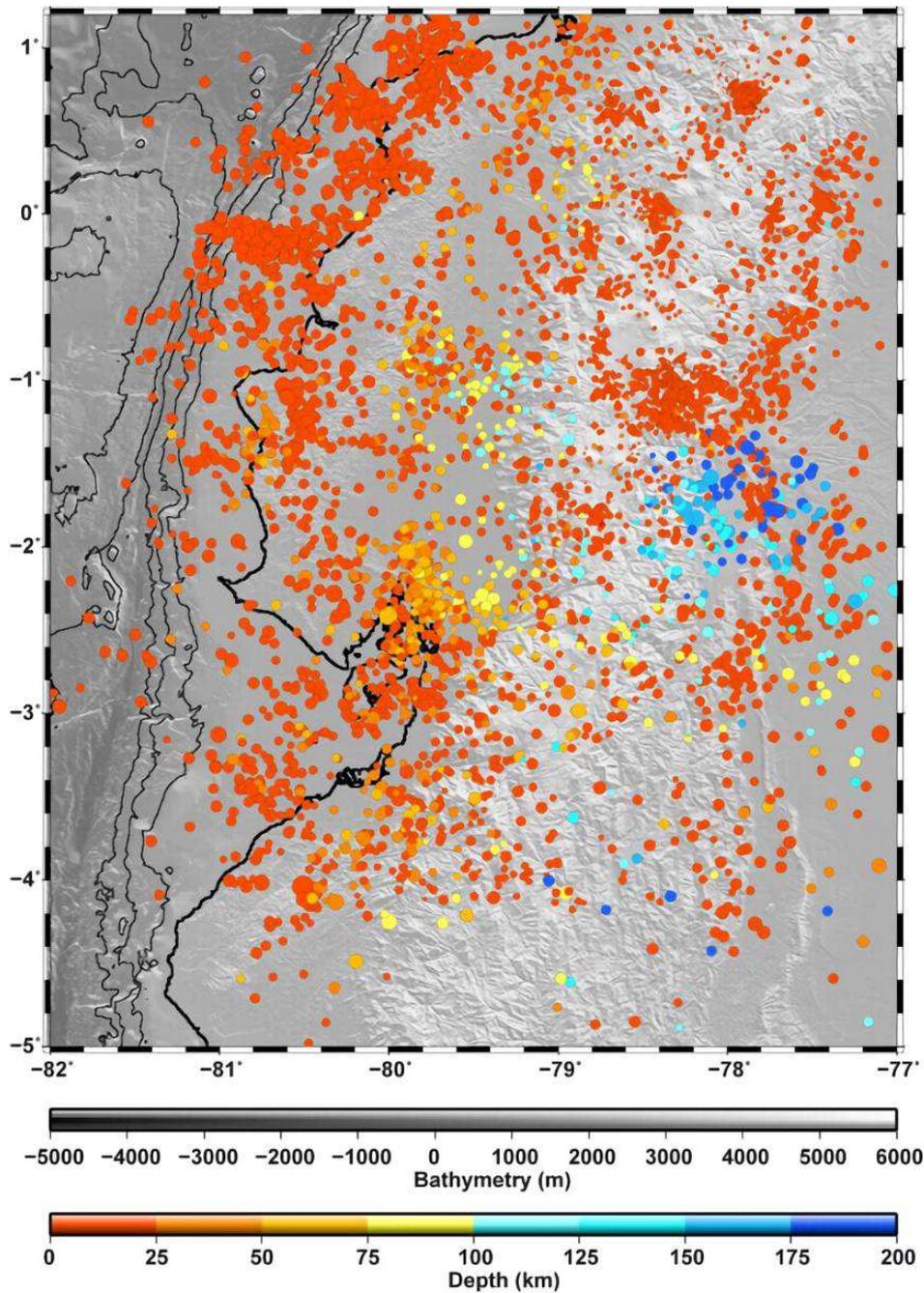


Figura 10. Eventos sísmicos localizados por la RENSIG y RENAC durante el año 2017
Fuente: I.G. EPN

En la Figura 11 se observa eventos sísmicos localizados por la RENSIG durante el año 2018. Los sismos se indican con colores para diferenciar los sismos superficiales relacionados con las fuentes de la interface o con las fuentes corticales (en color azul) de los sismos relacionados con las fuentes profundas (en color rojo); las fallas activas y la zona de subducción se indican con líneas de color naranja.

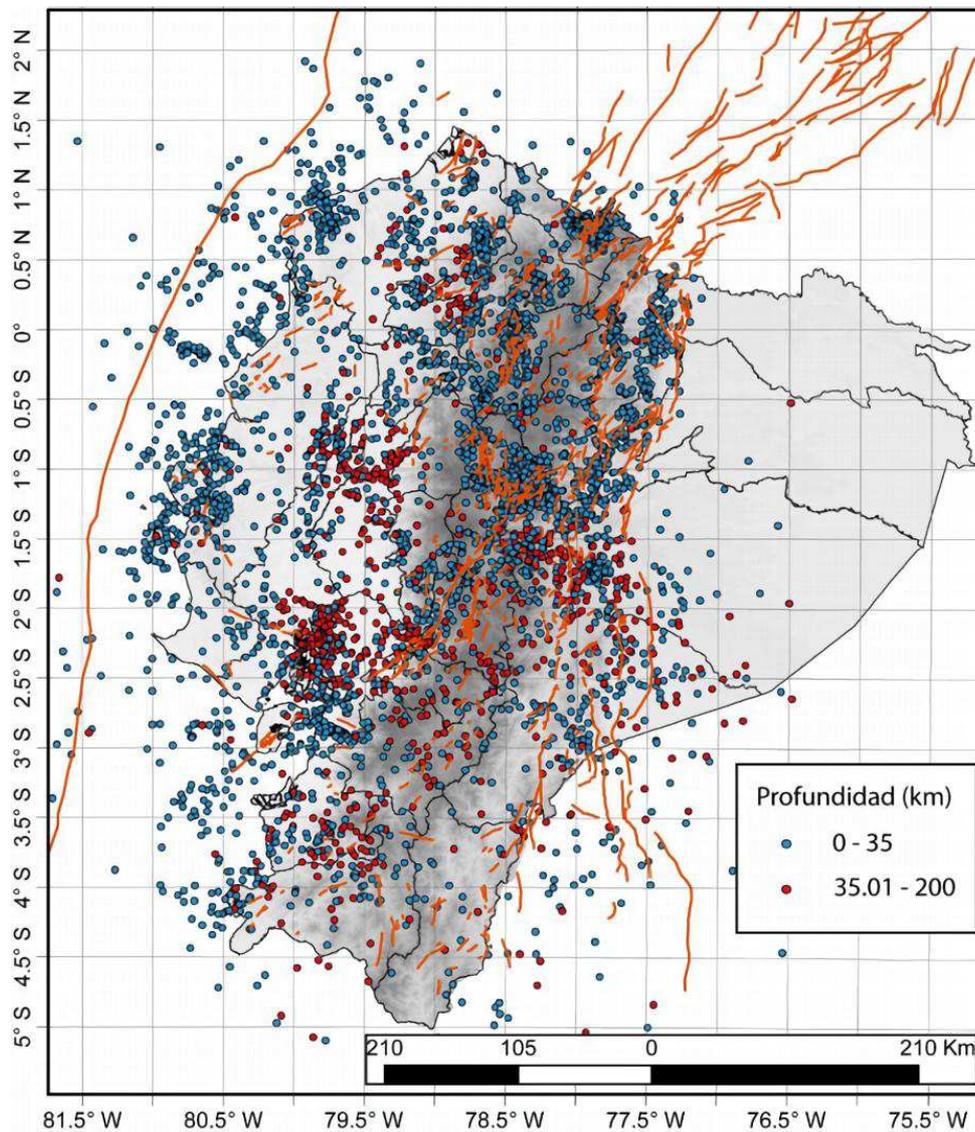


Figura 11. Eventos sísmicos localizados por la RENSIG durante el año 2018
Fuente: I.G. EPN

2.9. Caracterización territorial y sísmica de Manta.

2.9.1. Caracterización territorial de Manta.

Según los datos del (Gobierno Autónomo Descentralizado del Manta, 2019), Manta, se distribuye en cinco parroquias urbanas Eloy Alfaro, Los Esteros, Manta, San Mateo, Tarqui y en dos parroquias rurales San Lorenzo y Santa Marianita,

Manta tiene una superficie de 309 km² y se localiza en una bahía, que le ha dado la

característica de Puerto Internacional en la costa del Océano Pacífico, al centro de la región litoral del Ecuador, en los flancos externos de la cordillera occidental de los Andes, con una altitud media de 25 msnm y con un clima de 20 a 40°C.

Es catalogada como la urbe más grande y poblada de la Provincia de Manabí con una población de 226.477 Hab. según el censo del 2010.

En la Figura 12 se observa la división parroquial de Manta.

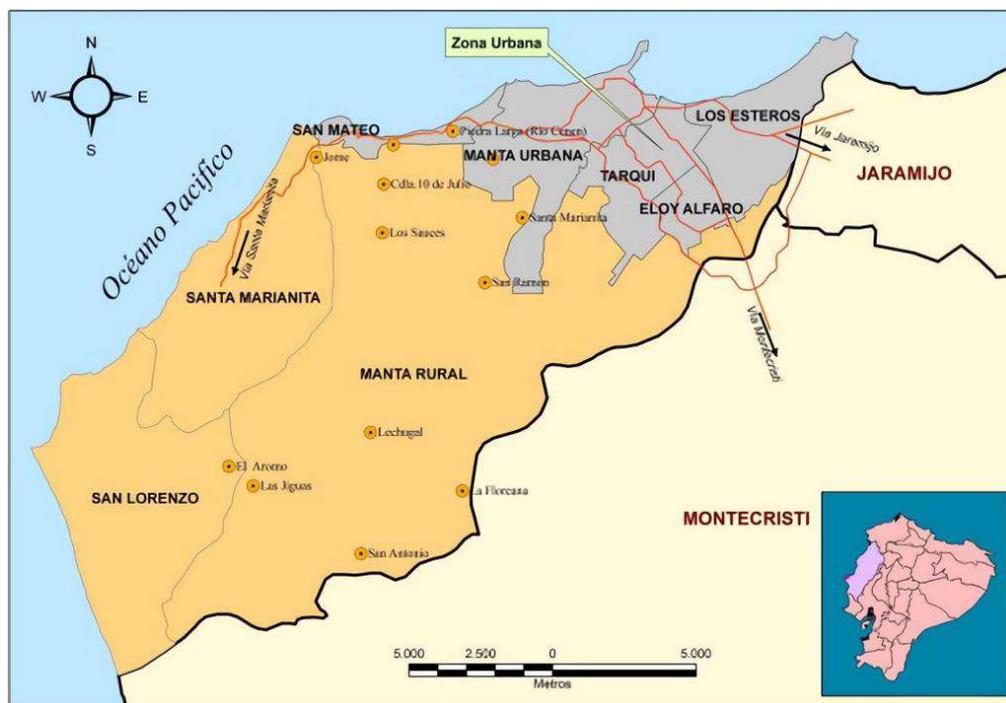


Figura 12. Límites y división parroquial del cantón Manta;
Fuente: (Cartografía base: SNGR e INEC)

2.9.2. Caracterización sísmica de Manta

La NEC-15 ubica a Manta en el mapa para diseño sísmico en una zona sísmica VI con un valor $Z \geq 0.50g$, zona que se caracteriza por tener una peligrosidad sísmica muy alta.

En la provincia de Manabí, en zonas cercanas al cantón Manta se han producido sismos que pueden relacionarse con la actividad sísmica presente en la región cercana al cantón.

La intensidad sísmica del cantón amenaza a la mayoría de los elementos esenciales del mismo, por lo que esta es una de las variables más significativas en el riesgo para el correcto funcionamiento del cantón, cuyo grado de afectación dependería de la intensidad del evento sísmico.

El puerto y aeropuerto como elementos esenciales en la economía del cantón están ubicados en zonas vulnerables a inundación y sismos. El funcionamiento de las redes viales, se presentan expuestas a la acción de las ondas sísmicas, que pueden fracturar y, por lo tanto, dejar fuera de funcionamiento a estos elementos. Las vías que se encuentran en este grado de afectación son la Vía Puerto-Aeropuerto, la Vía Manta-Montecristi y la vía Manta-San Mateo.

La universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí considerada como elemento de desarrollo del cantón en el área educativa, debido a la antigüedad de algunas de sus edificaciones también se encuentra expuesta ante un evento sísmico; sin embargo, su funcionamiento no es de incidencia vital en la fase de emergencia.

En la Figura 13, se observa el mapa de amenaza de sismos y elementos esenciales de la ciudad de Manta.

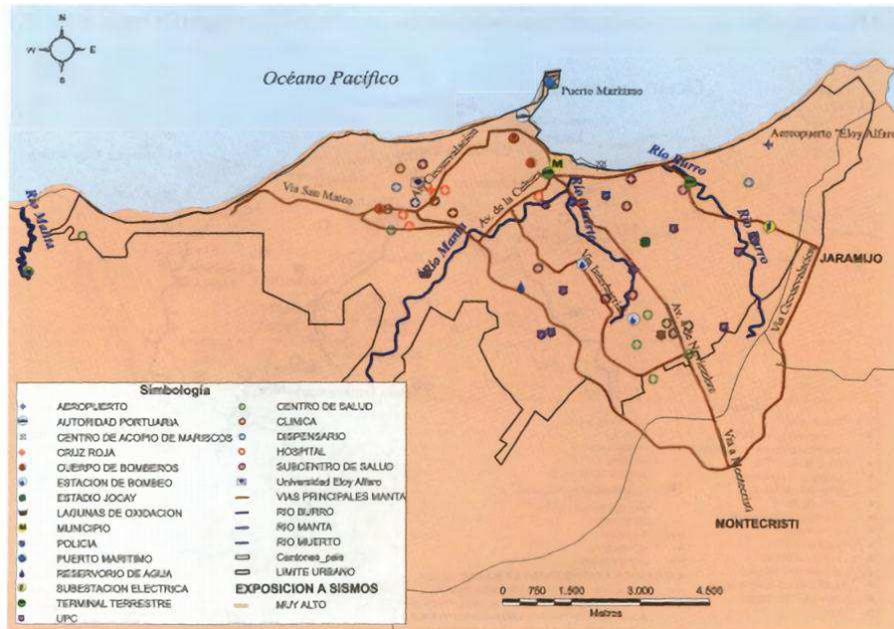


Figura 13. Mapa de amenaza de sismos y elementos esenciales;
Fuente: (Cartografía base: SNGR e INEC)

2.10. Modelo de Análisis

El modelo matemático del edificio de la Facultad de Informática se lo realizará empleando análisis lineal estático - dinámico.

2.10.1. Análisis estático lineal.

Según Villamil y Tarquino (2018), “El análisis lineal ocupa la relación entre cargas y desplazamientos resultantes es lineal, lo cual se cumple el principio de superposición: si se duplica la magnitud de la carga se obtiene el doble de respuesta del modelo. Basado en la hipótesis de comportamiento elástico-lineal de los materiales constituyentes y en la consideración del equilibrio o en la estructura sin deformar.” Como se observa en la Figura 14:

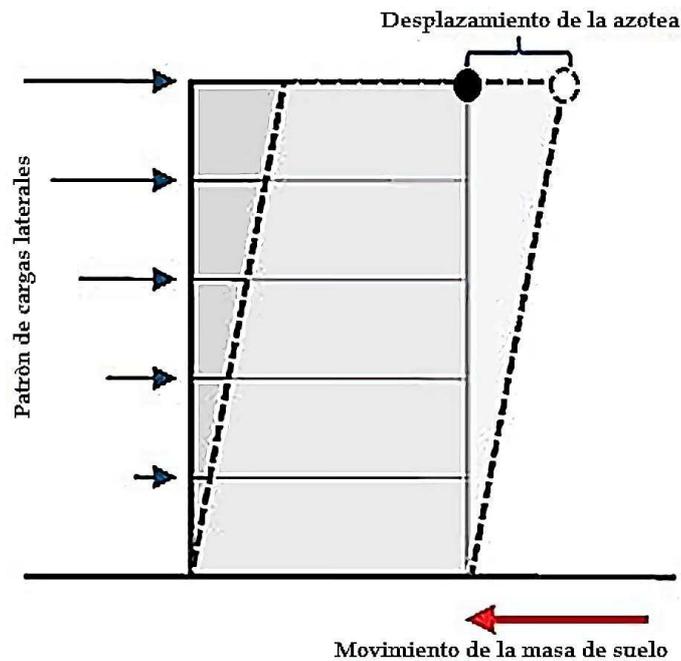


Figura 14. Análisis estático lineal; Fuente: Solidworks

- El análisis es elástico. Las cargas, como las características de los materiales son conocidas y se asume un comportamiento lineal. Lo que obtiene entre la linealidad de las cargas dadas con las deformaciones originadas.
- Las estructuras de edificio se consideran conformadas por pórticos planos y dúctiles, acoplados por un sistema de entrepiso rígido.
- El sistema de entrepiso se considera de rigidez infinita, lo cual significa que los diafragmas de entrepiso solo sufren desplazamientos sobre los ejes X y Y, y rotaciones sobre el eje Z pero no se deforman. Como consecuencia, las vigas no sufren deformaciones axiales.
- Se desprecian las deformaciones axiales en las columnas.
- Estas hipótesis conllevan a considerar solo tres grados de libertad por piso en una estructura; es decir dos desplazamientos horizontales en X y Y, y un giro alrededor de un eje vertical Z, por tanto, el número de incógnitas será de tres veces el número de pisos de la estructura.

2.10.2. Análisis dinámico lineal.

“El carácter dinámico de una acción se refiere a la rapidez de su variación en el tiempo, y a que la misma da origen a las fuerzas de inercia comparables en magnitud con las fuerzas estáticas.” (Villamil y Tarquino, 2018)

Algunas fuentes de vibración son:

- Los sismos.
- El viento.
- Las corrientes de agua.
- Explosiones y los impactos.
- Cargas móviles (personas)

Este ensayo son de mucha importancia ya que permiten caracterizar el comportamiento dinámico estructural considerando las condiciones que se tuvieron en cuenta durante el diseño. Tomando en cuenta que esto es un medio oscilatorio el cual puede desplazarse en cualquier de los 3 ejes principales, así mismo como rotar en uno de ellos. este análisis se considera los 3 modos en que la estructura puede vibrar frente a una excitación sísmica. Cada uno de estas formas de vibrar tiene una característica y frecuencia diferente, ya que los 3 primeros modos son los más destructivos; siendo el primero modo el que coincida con la frecuencia natural de la estructura. Como se observa en la Figura 15.

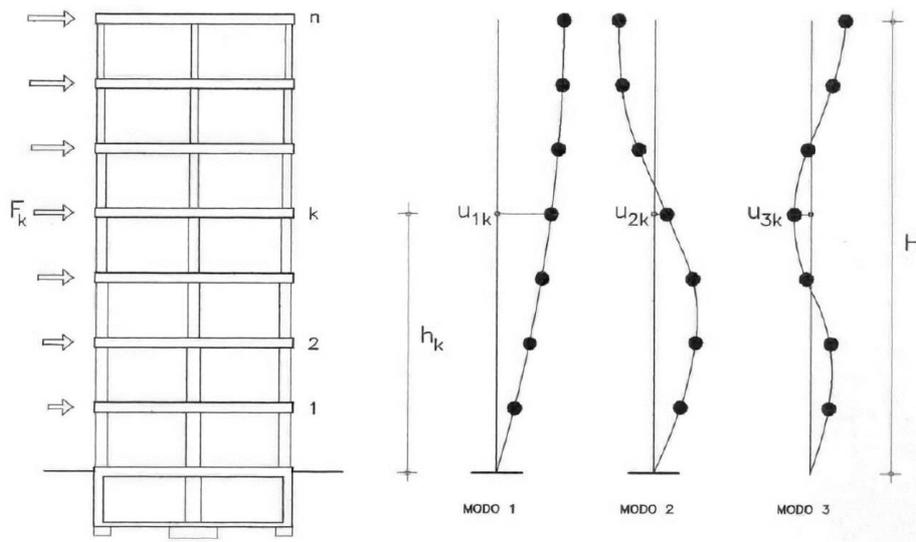


Figura 15. Modos de vibración de las estructuras; Fuente: Martínez, 2015

2.11. Relación H/T

Según Guendelman T., Lindenberg y Guengelman M. (1997), los edificios de hormigón armado se califican desde demasiado rígidos hasta demasiado flexibles de acuerdo con el valor del parámetro H/T, clasificado de la siguiente manera:

$H/T < 20$	Demasiado flexible.
$20 < H/T < 40$	Flexible.
$40 < H/T < 70$	Normal.
$70 < H/T < 150$	Rígidos.
$150 < H/T$	Demasiado rígidos.

Donde:

H: Altura total del edificio. [m.]

T: Período del primer modo traslacional. [seg.]

Valores inferiores a 20 [m/s] indican que la estructura es muy flexible, por lo que,

probablemente presentará problemas para cumplir con las disposiciones de desplazamiento que fijan las normas de análisis y diseño sísmico. Además, en este tipo de edificio se producirán daños en los elementos no estructurales cuando su comportamiento esté controlado por los desplazamientos relativos de entrepiso de no mediar un detalle que evite la

interacción con la estructura. Por otro lado, valores mayores que 150 [m/s] representan una rigidez lateral excesiva, lo que podría implicar mayores aceleraciones de piso en caso de un sismo, produciendo mayores solicitaciones en elementos no estructurales rígidos como son algunos equipos y contenidos. (Corail, 2007)

2.12. Interacción pórtico – mampostería.

2.12.1. Mampostería.

La mampostería es la unión de bloques o ladrillos de arcilla con un mortero para conformar sistemas monolíticos tipo muro los cuales resisten acciones como cargas de gravedad, sismo o de viento.

Teniendo en cuenta la presencia de paredes adosados a los elementos estructurales como vigas y columnas, estas afectan su comportamiento sísmico lo cual modifica en gran porcentaje su rigidez y generan problemas como torsión en la edificación, piso blando, columnas cortas, entre otros.

2.12.1.1. *Bloque hueco de hormigón simple.*

Los bloques son un mampuesto de forma octaédrica, donde su área neta es el 75% del área bruta; su composición corresponde a: cemento portland o portland especial, áridos finos y gruesos u otros materiales inertes adecuados como la piedra pómez y granulados volcánicos, su densidad está entre 1700 kg/cm³ a 2400 kg/cm³. (INEN-638, 2018)

Estos bloques son empleados para la construcción de paredes soportantes o no soportantes, paredes divisorias y losas alivianadas de hormigón armado. (INEN-643)

En la Tabla 3 se aprecia la clasificación del bloque según sus usos propuestos; de igual manera en la Tabla 4 se observa las dimensiones establecidas según la normativa.

Tabla 3. Clasificación de bloques según su uso; Fuente: INEN-638.

TIPO	USO
A	Paredes exteriores de carga, sin revestimiento.
B	Paredes exteriores de carga, con revestimiento. Paredes interiores de carga, con o sin revestimiento.
C	Paredes divisorias exteriores, sin revestimiento.
D	Paredes divisorias exteriores, con revestimiento. Paredes divisorias interiores, con o sin revestimiento.
E	Losas alivianadas de hormigón armado.

Tabla 4. Dimensiones de los bloques; Fuente: INEN-638.

TIPO	DIMENSIONES NOMINALES			DIMENSIONES REALES		
	largo	ancho	alto	largo	ancho	alto
A, B	40	20,15,10	20	39	19,14,09	19
C, D	40	10,15,20	20	39	09,14,19	19
E	40	10,15,20,25	20	39	09,14,19,24	20

La resistencia a compresión mínima que establece la INEN-640 se muestra en la Tabla 5 según su uso, considerando que la resistencia máxima alcanzada a los 28 días es de 13.8 Mpa (INEN 3066 y ASTM C140)

Tabla 5. Resistencia mínima según el bloque; Fuente: INEN-640

TIPO DE BLOQUE	Resistencia mínima a la compresión en MPa a los 28 días (ver nota 1) (Norma INEN 640).
A	6
B	4
C	3
D	2,5
E	2

2.12.1.2. Mortero.

El mortero es una mezcla de agua, cemento y arena que sirve para ligar la unidad de albañilería, adherencia y cohesión. Tanto la fabricación como la colocación es muy importante para la vida útil de la mampostería.

En la Tabla 6 se observa la clasificación de morteros según su resistencia a la compresión, en la Figura 7 se observa la dosificación del mortero según su uso estructural y en la Figura 8 se encuentra el módulo de elasticidad del mortero, el cual generalmente se obtiene del 75% u 80% del módulo de elasticidad del hormigón.

Tabla 6. Resistencia a la compresión del mortero; Fuente: ASTM

Designación	Resistencia	Resistencia a la Compresión [Kg/cm ²]
M	Alta	176
S	Alta media	127
N	Media	53
O	Baja media	25
K	Baja	5.5

Tabla 7. Dosificación del mortero; Fuente: ASTM

Tipo	Componentes		Uso
	Cemento	Arena	
P1	1	3 a 3 ½	Muros Portantes
P2	1	4 a 5	Muros Portantes
NP	1	Hasta 6	Muros No Portantes

Tabla 8. Módulo de elasticidad del mortero; Fuente: ASTM

Descripción	Espesor [mm]	Módulo de elasticidad, E_j [Kg/cm ²]
Mortero monocapa con base de cemento	10	92000 ± 5000
Mortero monocapa con base de cal y cemento	12	51000 - 102000

2.12.2. Incorporación de mampostería al modelo matemático.

Al incorporar la mampostería en un análisis sísmico de una estructura, se está considerando el aporte que brinda la misma a la estructura de hormigón armado. Es necesario plantear un modelo analítico que represente de forma ideal este conjunto para poder realizar los respectivos análisis estructurales y obtener resultados confiables.

Se ha determinado que una buena manera de representar el comportamiento de la

mampostería es mediante una barra diagonal que trabaja axialmente a compresión como se muestra en la Figura 16.

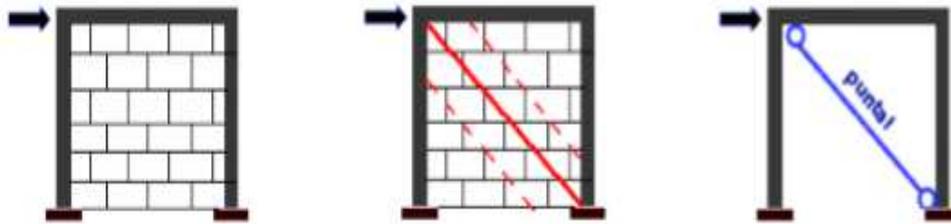


Figura 16. Modelo matemático general con mampostería incorporada;
Fuente: Carrillo, 2008.

2.12.3. Determinación para el ancho equivalente a

En 1962 Stafford Smith mediante varios experimentos y estudios realizados concluyó que el ancho equivalente de la diagonal varía entre el 10% y el 25% de la longitud de la diagonal. Aunque existen expresiones donde varios autores pueden determinar el valor de a . En la Figura 17 se observa el ancho equivalente a .

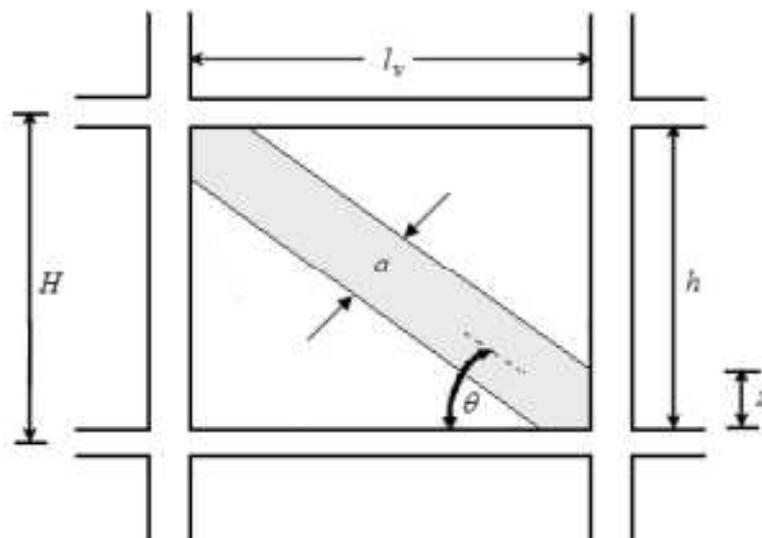


Figura 17. Propiedades geométricas del puntal de mampostería;
Fuente: Carrillo, 2008.

El modelo de cálculo de Paulay y Priestley (1992) determina directamente la rigidez de la estructura y su periodo fundamental, mediante la fórmula que se presenta:

$$a = \frac{L}{4} \quad (4)$$

Cabe recordar que no toda la mampostería ocupará siempre el área total entre las columnas

y vigas, pues hay muchos casos en que dentro de la pared existen ventanas y/o puertas, por lo que se propone un procedimiento para calcular el ancho equivalente de la mampostería en estudio. En la Figura 18 se observa uno de estos casos.

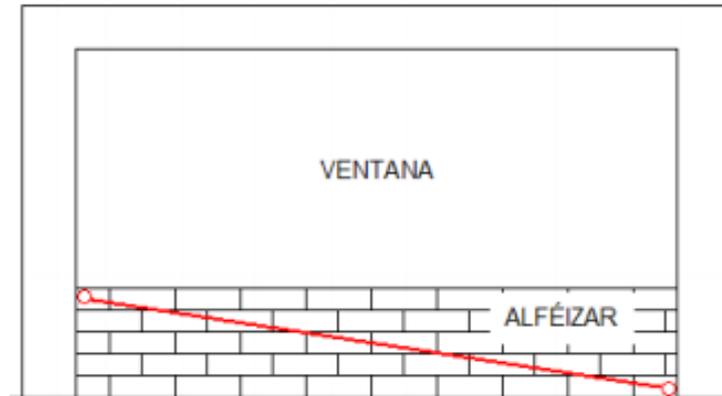


Figura 18. Análisis de diagonal en puertas y ventanas;
Fuente: Carrillo, 2008.

El procedimiento se realiza de la siguiente manera:

- Se debe calcular el área total (A_T) entre las columnas y vigas, calculando el área como que si existiera mampostería completa.
- Luego se calcula el área real (A_m) de la mampostería existente.
- Se divide el área total con el área real consiguiendo un factor de corrección ($f'c$) del ancho equivalente obtenido del modelo de formula Paulay y Priestley.

$$f'c = \frac{A_m}{A_T} \quad (5)$$

$$\alpha = \frac{L}{4} * f'c \quad (6)$$

2.13. Investigaciones Previas.

2.13.1. Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Quito – Ecuador y Riesgo de Pérdida. (Chávez, 2016)

En esta investigación se desarrolló el análisis de la vulnerabilidad sísmica y el riesgo de

pérdida de la edificación de la ciudad de Quito, ante la ocurrencia de un evento sísmico. Se ha tomado como muestra representativa el Centro Histórico de Quito, de modo que sus edificaciones comprenden diferentes tipologías de construcción en toda la ciudad.

En la investigación se calculan las curvas de capacidad, puntos de desempeño y derivas de piso. Obteniendo esos datos se accede a las curvas de fragilidad para definir los porcentajes de daños y conocer la vulnerabilidad de dichas estructuras.

Se concluye que la ciudad de Quito tiene un alto grado de vulnerabilidad, no solo por las características propias del suelo y sus fallas, sino también, por la forma en que se diseña y se construye.

2.13.2. Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica del Edificio de Aulas de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la Norma Ecuatoriana De La Construcción (NEC-SE-RE,2015). (Quizhoilema, 2017)

Este trabajo de investigación se ejecuta el estudio de la vulnerabilidad sísmica del edificio de aulas de la Facultad de Ingenierías Ciencias Físicas y Matemáticas que es una estructura de ocupación especial por ser parte de la UCE en la ciudad de Quito.

Se realizó un ensayo de vibración ambiental para poder determinar el periodo de vibración real de cada una de los bloques estructurales que conforman la edificación. Identificando patologías, una inspección y evaluación sísmica simplificada existentes pre-evento de conformidad con el formato FEMA-154 que se complementó con la evaluación de la estabilidad y desempeño sísmico (BS) y la estabilidad de sitio (SS) de la NEC-SE-RE-2015, analizando los valores en el programa estructural SAP2000 y así poder determinar el grado de vulnerabilidad sísmica y enlistar los elementos que no cumplen con los requisitos de la normativa nacional.

2.13.3. Evaluación Estructural mediante el FEMA-154 del NEC y Propuesta de Reforzamiento del Centro Educativo Juan Pablo del D.M.Q. (Moreta, 2015)

Este proyecto tiene como objetivo principal, evaluar la estructura del centro educativo aplicando el formato FEMA-154 y los demás parámetros propuestos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, y a su vez proponer una alternativa de reforzamiento como posible solución de problemas estructurales.

En efecto, se recopiló la mayor información posible de la estructura con la finalidad de realizar un modelo matemático de la edificación en el software ETABS. Se concluyó que la estructura presenta diversas falencias estructurales y que amerita la aplicación de un reforzamiento estructural.

2.14. Fundamentación legal y normativa aplicada.

2.14.1. Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015)

2.14.1.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z.

Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z , que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

Según el lugar donde se construirá se caracteriza el valor Z , el Ecuador está dividido en seis zonas sísmicas las cuales están delimitadas por el valor Z , como se aprecia en la Figura 19.

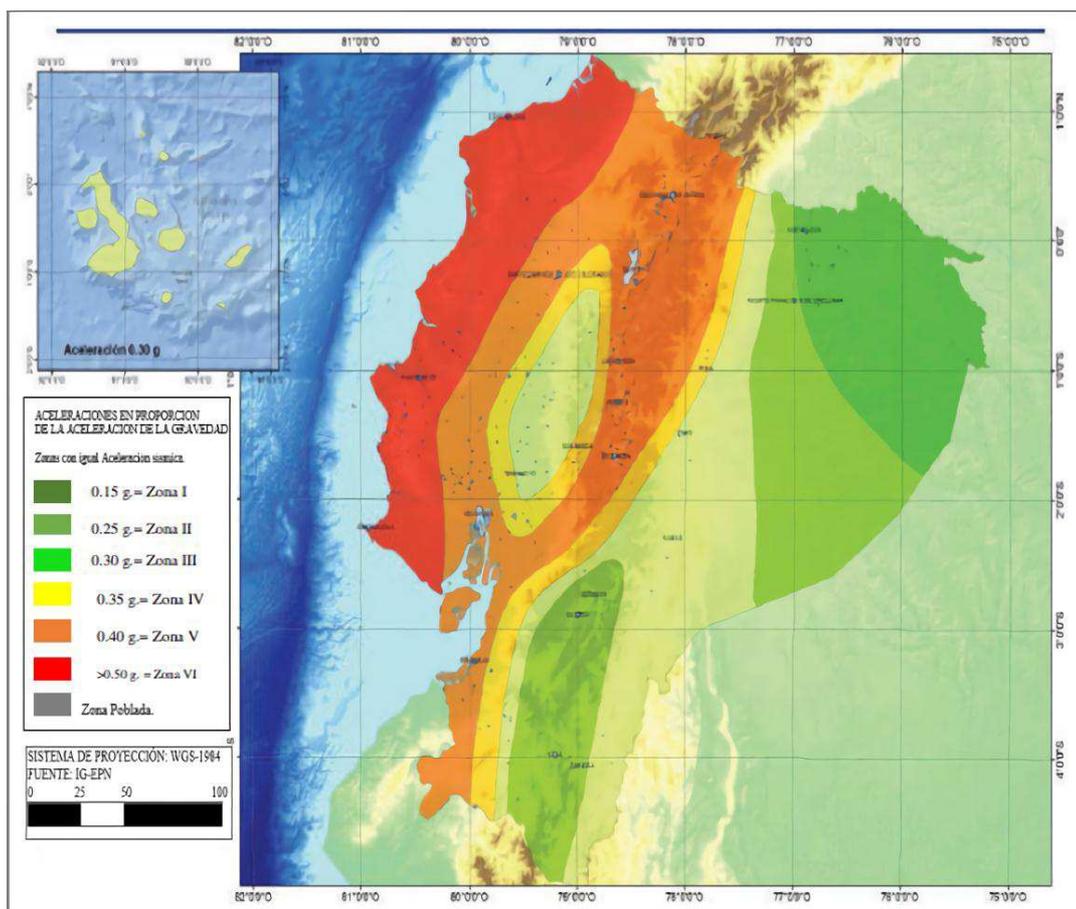


Figura 19. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z;
Fuente: NEC-SE-DS- 2015

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.

Véase Tabla 9, valores de factor de zona Z de acuerdo a la zona sísmica adoptada.

Tabla 9. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada;
Fuente: NEC-SE-DS-2015.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

2.14.1.2. Tipos de perfiles de suelo para el diseño sísmico

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la Tabla 10. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Conocido el perfil de suelo en donde vaya a ser implantada la estructura, se pueden definir los parámetros necesarios para construir el espectro de diseño.

Tabla 10. Tipos de perfiles de suelos estipulados por la normativa;
Fuente: NEC-SE-DS-2015

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

Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m

superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice *i* que va desde 1 en la superficie, hasta *n* en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil.

Para el perfil tipo F se aplican otros criterios y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo.

2.14.1.3. Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.

a) Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

En la Tabla 11 se presentan los valores del coeficiente Fa que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tabla 11. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa; Fuente: NEC-SE-DS-2015

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

b) Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

En la Tabla 12 se presentan los valores del coeficiente Fd que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tabla 12. Tipo de suelo y Factores de sitio F_d; Fuente: NEC-SE-DS-2015

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
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	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

c) F_s: comportamiento no lineal de los suelos.

En la Tabla 13 se presentan los valores del coeficiente F_s, que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tabla 13. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s; Fuente: NEC-SE-DS-2015

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥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	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

2.14.1.4. Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño.

El espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura. Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño.

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura 20, consistente con:

- El factor de zona sísmica Z ,
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura,
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .

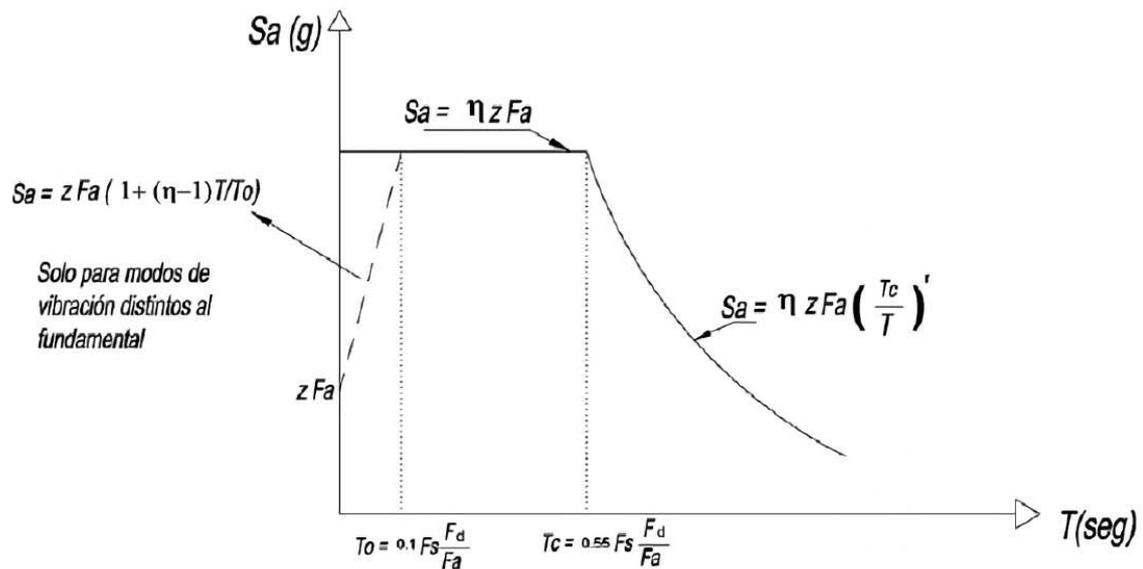


Figura 20. Modelo de espectro elástico; Fuente: NEC-SE-DS-2015

2.14.1.5. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.

La estructura por construirse se clasificará en una de las categorías que se establece la NEC-15 y se adoptará el correspondiente factor de importancia I indicado en la Tabla 14.

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

Tabla 14. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura; Fuente: NEC-SE-DS-2015

Categoría de Edificaciones	Tipo de uso, destino e importancia.	Coficiente de Importancia
Edificaciones Esenciales.	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
Estructuras de Ocupación Especial.	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras Estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1

2.14.1.6. Cortante basal de diseño.

“Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma” (NEC, 2015).

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

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

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

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} * W \quad (7)$$

Dónde:

$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración.
ϕ_P y ϕ_E	Coefficientes de configuración en planta y elevación.
I	Coefficiente de importancia.
R	Factor de reducción de resistencia sísmica.
V	Cortante basal total de diseño
W	Carga sísmica reactiva
T_a	Período de vibración.

2.14.1.7. Límites permisibles para las 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 del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso. (NEC, 2015)

La NEC-15 recomienda que “La deriva máxima para cualquier piso no podrá exceder los límites de la deriva inelástica establecidos en la Tabla 15, el cual la deriva máxima se expresará como un porcentaje de la altura de piso.”

Tabla 15. Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso;
Fuente: NEC-SE-DS-2015

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

2.14.1.8. Número de modos de vibración.

Se debe considerar en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios períodos de vibración.

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. (NEC, 2015)

2.14.2. Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras (NEC-SE-RE, 2015)

El Ecuador tiene una larga historia de actividad sísmica que ha provocado la destrucción de ciudades. Escenarios sísmicos probables evaluados en el país muestran la necesidad urgente por emprender en programas para la mitigación del riesgo sísmico. El estudio del riesgo sísmico y su impacto en el desarrollo constituye un reto científico crucial para el siglo XXI.

La normativa establece 5 tipos de evaluación de riesgo sísmico, cada uno de ellos está destinado a servir diferentes necesidades de gestión del usuario, estos son:

1. **Estabilidad del Edificio y Desempeño Sísmico (BS).** Evaluación del desempeño sísmico y la estabilidad del edificio.
2. **Estabilidad del sitio (SS).** Evaluación de la estabilidad del sitio por fallas,

licuefacción del suelo, deslizamientos de tierra, u otra respuesta in situ que pudiera amenazar la estabilidad del edificio o causar daños durante un terremoto.

3. **Riesgo sísmico (BD).** Evaluación de la vulnerabilidad y pérdidas que se podrían producir en un edificio o grupo de edificios por el peligro sísmico existente en el sitio de emplazamiento de las estructuras. La evaluación incluye el cálculo de pérdidas para un escenario específico (**SL**), pérdida probable (**PL**), pérdida anualizada promedio (**AAL**) o todas las anteriores.
4. **Vulnerabilidad y pérdidas en el contenido (CD).** Evaluación de la vulnerabilidad y pérdidas en el contenido del edificio.
5. **Tiempo de Interrupción (BI).** Evaluación de las pérdidas por interrupción o uso parcial del edificio.

En la Figura 21 se observa el esquema conceptual simplificado de evaluación sísmica de la NEC-SE-RE.

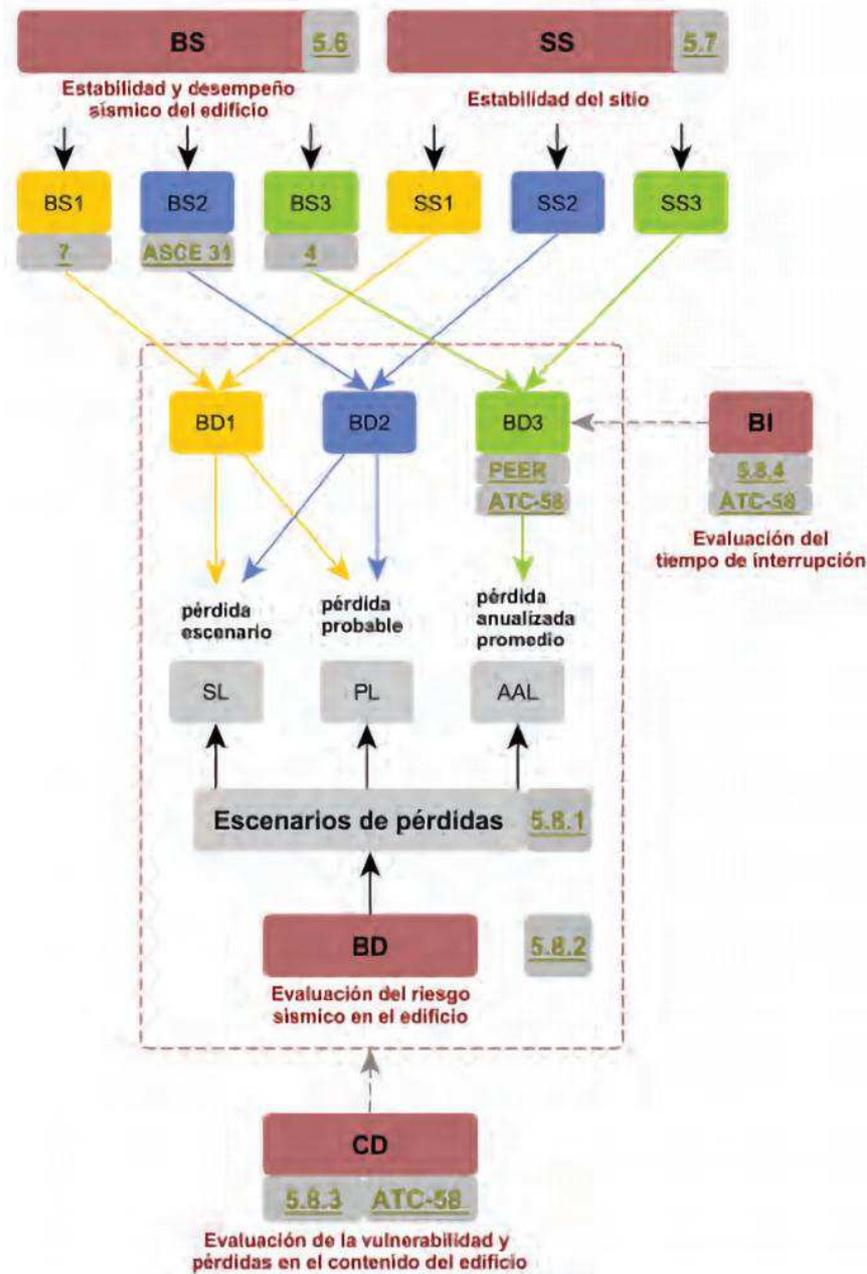


Figura 21. Esquema conceptual simplificado de evaluación sísmica de la NEC-SE-RE;
Fuente: NEC-15

2.15. Evaluación de Estructuras – Estudios y Ensayos.

2.15.1. Normativa ASCE/SEI 41-13: Rehabilitación Sísmica de Edificios Existentes.

El proceso de evaluación descrito en el ASCE/SEI 41 (2013) consiste de 3 niveles, el Nivel 1: procedimiento de detección, Nivel 2: procedimiento de evaluación basado en deficiencias y el Nivel 3: procedimiento de evaluación sistemática. La evaluación puede

realizarse utilizando solo los Niveles 1 y 3, el Nivel 2 necesita que se haya realizado el Nivel 1 previamente como se aprecia en la Figura 22.

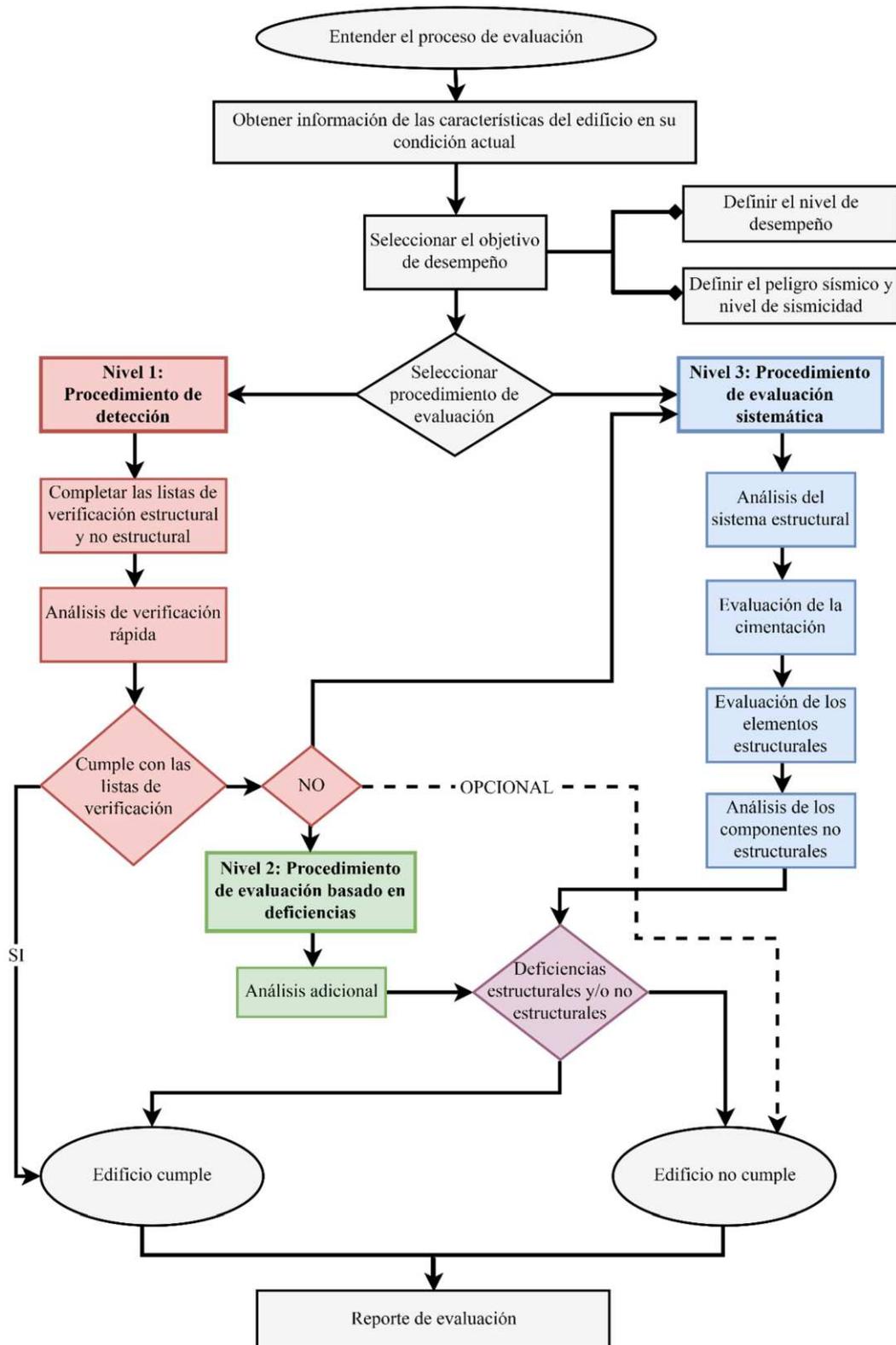


Figura 22. Proceso de Evaluación. (Adaptado de fig. C1-1 ASCE/SEI 41-13); Fuente: Choque, E, 2017.

2.15.1.1. Nivel 1. Procedimiento de detección.

El procedimiento de detección está conformado por un análisis de verificación rápida e investigación in-situ de las características, defectos de construcción y deterioro comunes que podrían tener efectos perjudiciales significativos en el desempeño sísmico del edificio, sin embargo, este nivel de evaluación solo representara la condición actual del edificio si este cumple con ciertos requisitos.

2.15.1.2. Nivel 2. Procedimiento de evaluación basado en deficiencias.

El procedimiento de evaluación basada en deficiencias, está conformado por un análisis y evaluación adicional de las deficiencias encontradas en el nivel 1.

La fase de nivel 2 de ser necesaria consiste en someter a la edificación a un análisis por alguno de los siguientes métodos:

Método Estático Lineal

- Método Dinámico Lineal
- Método Especial.
- Método para elementos no estructurales.

De encontrarse deficiencias en la fase de evaluación, se realiza un resumen de estas y se analiza la posibilidad de efectuar una evaluación de nivel 3.

2.15.1.3. Nivel 3. Procedimiento de evaluación sistemática

El procedimiento de evaluación sistemática, involucra un análisis detallado del edificio entero ya sea en su condición actual o con las medidas de reforzamiento propuestas, cuando se requiera el nivel 3 de evaluación es recomendable realizar el procedimiento de detección nivel 1 previamente para familiarizarse con el edificio y sus posibles deficiencias.

Para poder ejecutar ya sea el Nivel 1, 1 y 2, o 3, de evaluación se requiere el

entendimiento del proceso de evaluación; la definición previa del Objetivo de Desempeño, Nivel de Desempeño del Edificio, el peligro sísmico, nivel de sismicidad y la información de las características del edificio en su estado actual.

En el nivel 2 y 3 de evaluación el edificio es modelado y analizado de forma tridimensional para estimar la demanda de fuerza y desplazamiento en los componentes del edificio. En el Nivel 2 mediante un análisis estático lineal (LSP) o un análisis dinámico lineal (LDP) y en el Nivel 3 un análisis estático no lineal (NSP) o un análisis dinámico no lineal (NDP).

Después de conocer la condición del edificio los propietarios podrán escoger entre aceptar el riesgo de daño de futuros sismos, reforzar, demoler el edificio o limitar su ocupación.

2.15.2. Inspección y evaluación visual rápida de las estructuras FEMA P-154.

Esta inspección y evaluación rápida se realiza mediante el formato FEMA P-154 (Federal Emergency Management Agency) el cual busca realizar la recopilación de todos los datos de la estructura en estudio y poder determinar si poseen riesgos por daños estructurales que puedan afectar la vida de sus ocupantes si surge algún evento sísmico. (Moreta, 2015)

El formato FEMA P-154 trabaja con formularios basados en puntuaciones basándose en la configuración de la estructura y estudia los siguientes parámetros:

- Tipología de la estructura, depende de diferentes aspectos como son: su configuración estructural, materiales y si son isostáticas, hiperestáticas, hipostáticas.
- Altura de piso.
- Irregularidades en planta o en elevación.
- El código de la construcción con el que ha sido diseñado.

- El tipo de suelo en el cual se encuentra implantada la edificación.

Este método es cualitativo, el cual ayuda a saber si se reforzará la edificación mediante un índice, si el resultado de la evaluación es menor o igual a dos (≤ 2) hay que usar un método más preciso que conlleva al análisis de índole lineal de la edificación; si cumple no hay que reforzar, si no cumple hay que hacer un análisis no lineal, si cumple no hay que reforzar y si no cumple de manera definitiva hay que reforzarla. Si el índice de la metodología es mayor o igual que dos (≥ 2), no necesita reforzamiento, de modo que el índice dos de reforzamiento tiene una probabilidad de 1 a 100 de que colapse. (Benjamin & Lockhart, 2011)

En la Figura 23 se aprecia la Matriz de análisis de la vulnerabilidad sísmica de una edificación que los autores proponen en su investigación.

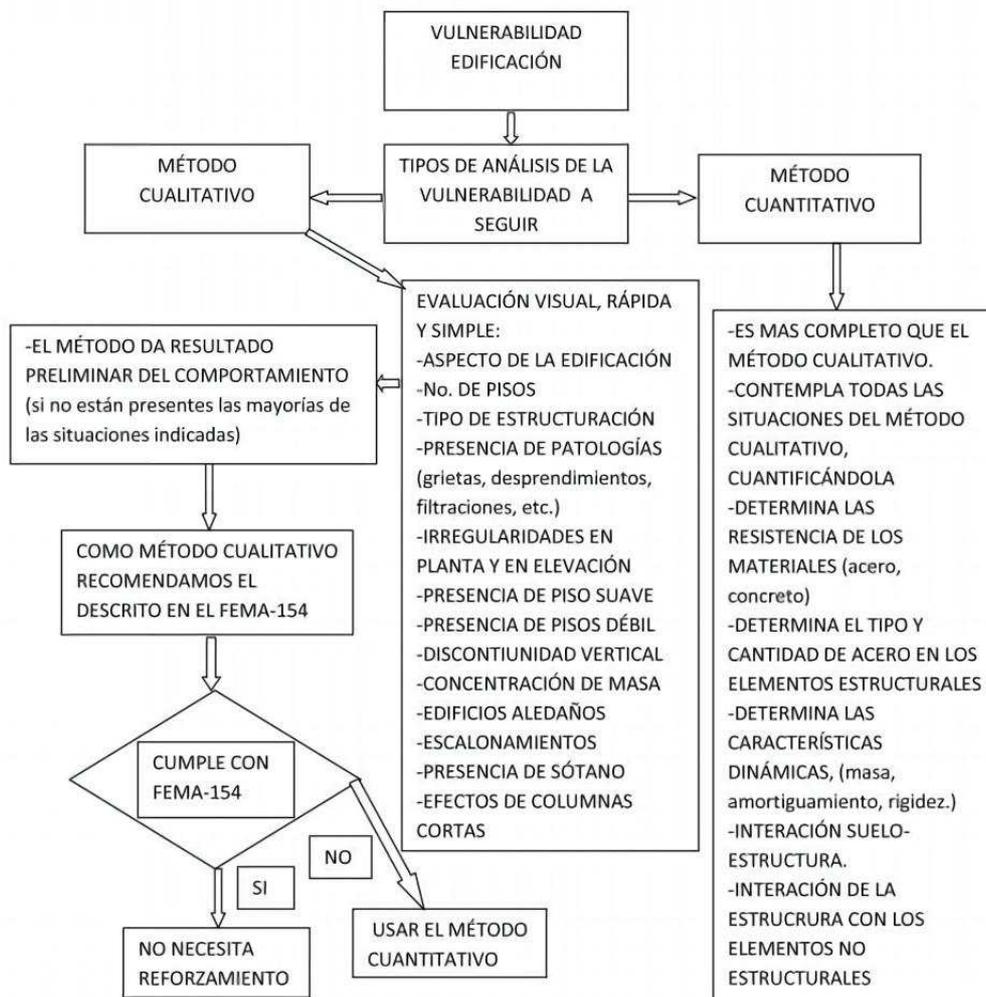


Figura 23. Matriz de análisis de la vulnerabilidad sísmica de una edificación.
Fuente: (Benjamin & Lockhart, 2011)

2.15.2.1. Pasos para la evaluación visual de la estructura

A continuación, se indican las observaciones que se debe tener en cuenta para una correcta aplicación de los formularios que nos indica el FEMA P-154:

- a) Examinar toda la parte exterior de la estructura. Identificar cualquier peligro potencial que pueda comprometer la salud y la vida de los ocupantes e inspectores de estructuras post-evento.
- b) Examinar el suelo y pavimento en búsqueda de fisuras, asentamientos o cualquier señal de movimiento de tierra alrededor del área de la estructura.
- c) Entrar a la edificación solamente cuando la estructura no pueda ser visualizada totalmente desde el exterior y/o cuando existen sospechas de problemas no estructurales, nunca entrar directamente en estructuras afectadas.
- d) Evaluar la edificación utilizando los criterios dados por el FEMA-154, y en ser el caso esperar para realizar una evaluación detallada.
- e) Señalizar la estructura acorde a los resultados de la evaluación, usando una de las tres señales de pancarta (Inspeccionada, uso restringido o inseguro). Detallando en las pancartas si la evaluación es exterior o interior.

Si es posible, se recomienda explicar a los inquilinos/habitantes el significado de las señales de pancarta de uso restringido o inseguro. Es necesario comentarles que deben salir y alejarse inmediatamente de las estructuras inseguras, las áreas restringidas también deben ser evacuadas.

2.15.3. Sísmica de refracción ASTM D 5777-95.

La refracción sísmica es un método geofísico no destructivo para la interpretación de las

propiedades de los suelos, y la detección de la profundidad de la roca, mediante el análisis de las variaciones en las velocidades sísmicas.

Este método registra y analiza las diferentes velocidades con las que se propagan las ondas sísmicas en los diferentes medios que conforman el terreno, con la ayuda de sensores de onda (geófonos) que captan las vibraciones de onda generadas natural o artificialmente (ya sea a través de explosiones o golpes) en un punto del área estudiada. (Lavira & Muñoz, 2018)

En la Figura 24 se aprecia el procedimiento del estudio de sismo refracción.

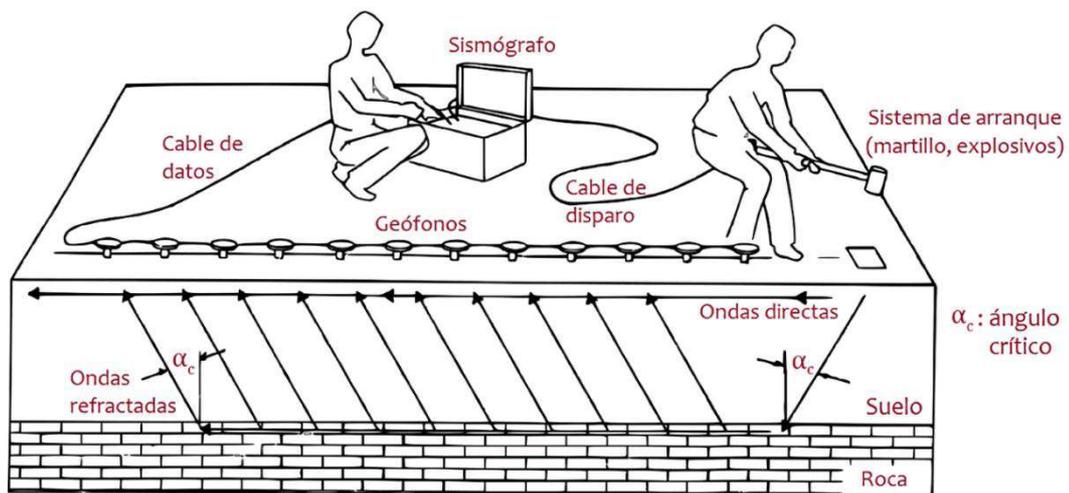


Figura 24. Distribución en campo de los geófonos en el ensayo de refracción sísmica;
Fuente: AXDSCA Consultores

2.15.4. Ensayos de los materiales.

Los ensayos que se realizan a los materiales con de vital importancia pues tiene el fin de determinar las propiedades mecánicas de los mismos, estos pueden ser de tipo destructivos y no destructivos.

La diferencia entre estos ensayos es que el ensayo destructivo compromete las características físicas del elemento con el fin de proporcionar datos reales y precisos, teniendo como desventaja un elevado costo; de modo que el no destructivo no compromete

ningún elemento, pues estos se realizan de manera superficial, dando datos aproximados por lo que son más económicos y de menos precisión.

2.15.4.1. Esclerómetro o índice de rebote (ASTM C-805)

Ensayo el cual se obtiene un valor R el cual se obtiene un valor adimensional de manera que relaciona la en la superficie del hormigón en estudio con su resistencia a la compresión.

Debido a su simplicidad, velocidad y bajo costo el ensayo de número de rebote es el ensayo no destructivo para hormigón más utilizado.

El esclerómetro mide la dureza superficial del hormigón. Más específicamente, se evalúa la resiliencia del material, es decir su habilidad para absorber energía cuando es deformado elásticamente y liberar esa energía tras ser descargado. La energía absorbida depende de la relación esfuerzo-deformación del hormigón en el rango elástico, es decir su rigidez. (Villagómez, 2016)

El número de rebotes es afectado por el ángulo que forma el punzón con la superficie en contacto que determina la influencia de la gravedad en el rebote. El martillo recibe la energía potencial almacenada en el resorte calibrado y se desliza por una barra guía hasta golpear al punzón de impacto en contacto con el hormigón que rebota proporcionalmente a la rigidez del espécimen. Un indicador se desplaza en una escala graduada debido al movimiento de rebote. En la Figura 25 se aprecia el esquema de función de un esclerómetro.

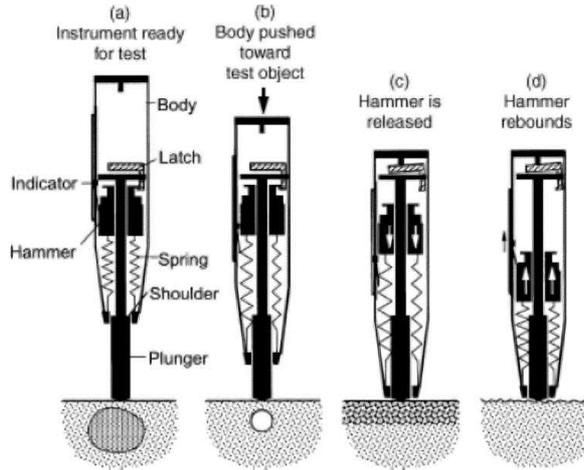


Figura 25. Esquema típico de aplicación del esclerómetro;
Fuente: Villagómez, 2016.

El número de rebote R corresponde a la energía del impacto no absorbida por el hormigón. Se calcula según la raíz de la razón entre la energía potencial elástica de rebote y la energía inicial.

$$R = \sqrt{\frac{e_{rebote}}{e_{inicial}}} \times 100 = \sqrt{\frac{\frac{1}{2}Kx_R^2}{\frac{1}{2}Kx_o^2}} \times 100 = \frac{x_R}{x_o} \times 100; \quad (8)$$

Donde, K es la constante del resorte, x_0 es el desplazamiento al inicio del impacto y x_R es el desplazamiento de rebote.

Un hormigón de baja resistencia y baja rigidez absorberá una mayor cantidad de energía que un hormigón de alta resistencia y rigidez, resultando en un número de rebote menor. El principal factor por considerar es que el número de rebote es muy sensible a las propiedades locales del hormigón.

La Norma ASTM C805 (Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete) recomienda el uso de piezas con un espesor mayor a los 100 mm, de superficie lisa y seca, con el esclerómetro en posición perpendicular a la superficie de ensayo y distanciando los puntos de ensayo un mínimo de 25 mm, marcar un número de lecturas de 10 posteriormente se procede a realizar el cálculo para obtener la resistencia del hormigón. En la

Figura 26 se muestra un equipo de esclerómetro.



Figura 26. Esclerómetro digital PCE-HT 225E, determina la dureza del hormigón;

Fuente: pce-iberica.es.

Para la aplicación de este método, se necesitan dos herramientas importantes: el martillo de rebote o esclerómetro y la piedra abrasiva. A continuación, se explicará la selección y preparación de la superficie para la obtención de datos:

- a) Se debe preparar la superficie de prueba, consisten en eliminar polvo, pintura, enlucido o cualquier otro tipo de elemento ajeno al concreto en un área aproximada de 15 x 15 cm.
- b) Eliminar irregularidades en la superficie con la piedra abrasiva hasta dejarla lisa, en caso de hormigones viejos, se deberá extraer hasta unos 10mm de la capa superficial.
- c) Establecer una cuadrícula entre espacios de líneas de 1 pulgada y tomar las intersecciones como punto de impacto.
- d) Colocar el esclerómetro perpendicular a la superficie de impacto.
- e) Tomar el valor promedio de 8 a 10 golpes, sin incluir valores que sean demasiados bajos o muy altos.

Si el 20% de las lecturas varían en más de 6 unidades, se descarta la zona de ensayo, caso contrario el valor promedio será el índice de rebote R.

2.15.4.2. Extracción de núcleos de hormigón (ASTM-C42)

En este ensayo se aplica la extracción de núcleos cilíndricos de hormigón, obtenidos de estructuras existentes. Es parte de las pruebas destructivas in situ ver Figura 27, este núcleo se falla a compresión para determinar la resistencia del hormigón de la estructura.

La resistencia de los núcleos de hormigón depende del grado de humedad al que está sometido, de la orientación hacia la cual fue extraído, de la ubicación del núcleo. En general no existe una relación estandarizada entre la resistencia del núcleo de hormigón y la resistencia de los especímenes curados bajo el método estándar. (UCR, 2018)



Figura 27. Preparación del equipo para la extracción de núcleos;
Fuente: Autores

La normativa ASTM C-42 nos provee la guía para proceder a la extracción correcta considerando medidas y condiciones para precautelar el cilindro extraído para proporcionar valores correctos:

- a) Ensaya mínimo de núcleos para cada sección de concreto cuestionado.
- b) Obtenga núcleos con un diámetro mínimo de 3 ½ pulgada (85mm). Obtenga núcleos más grandes para un concreto con un tamaño de agregado mayor de 1 pulgada (25mm).

- c) Trate de obtener una longitud de como mínimo $1 \frac{1}{2}$ veces el diámetro (relación L/D).
- d) Recorte para eliminar el acero garantizando que se mantenga una relación mínima de $1 \frac{1}{2}$ L/D.
- e) Recorte los bordes a escuadra con una sierra de diamante con alimentación automática.
- f) Cuando ensaye, mantenga un refrendado (cabeceo) con espesor por debajo de $1/8$ de pulgada (3mm).
- g) Utilice un material de refrendado de alta resistencia; no deben utilizarse almohadillas de neopreno.
- h) Verifique la planicidad del refrendado y de los bloques de caras.
- i) No perfore los núcleos desde las copas superiores de las columnas, losas, muros, o cimientos, que serán de un 10% a un 20% más débil que los testigos de la parte media o de las porciones más bajas.
- j) Ensaye los testigos después de un secado durante 7 días si la estructuras estar seca en servicio; caso contrario humedezca los núcleos 40 horas antes del ensayo.
- k) Revise las recomendaciones para el acondicionamiento de los testigos en las versiones actualizadas de ACI- 318 y de la ASTM C-42.

La Figura 28 muestra cómo se realiza una extracción de núcleo de hormigón.



Figura 28. Extracción del núcleo de hormigón;
Fuente: Autores.

Los pasos para obtener una correcta extracción fueron los siguientes:

- Escaneo de los elementos para verificar la posición del acero y ubicar el punto donde se realizará la extracción, si fija el equipo para la extracción.
- El equipo utilizado es un taladro que utiliza una broca hueca con punta de diamante para la perforación, así misma utilización de abundante agua para evitar que la muestra se destruya.
- Ya obtenidas las muestras, se retiran de la broca y les da un nombre y se envuelven en plástico para que no se pierda su humedad hasta el momento que se realice el ensayo de compresión.

2.15.4.3. Resistencia a la compresión de cilindros de hormigón (ASTM – C39)

Este ensayo permite la determinación de la resistencia a la compresión (f'_c) de los especímenes cilíndricos de concreto moldeado en laboratorio o en campo u obtenidos por

medio de la extracción de núcleos. Se limita a concreto con peso unitario mayor que 800 kg/m³.

Este método de ensayo consiste en aplicar una carga axial de compresión a los cilindros moldeados o núcleos como se aprecia en la Figura 29, a una velocidad que se encuentra dentro de un rango prescrito hasta que ocurra la falla. La resistencia a la compresión de un espécimen se calcula dividiendo la carga máxima alcanzada durante el ensayo dentro del área de la sección transversal del espécimen.



Figura 29. Resistencia a la compresión del hormigón; ensayo de cilindros;
Fuente: Autores

2.15.5. Análisis de estructuras mediante vibraciones ambientales (ISO 2631).

El método se basa en el hecho de que las estructuras tienen modos naturales de vibración, pues son propiedades fundamentales de la estructura y dependen de su configuración geométrica y de su rigidez. El concepto de vibración ambiental se basa en el hecho de que las fuentes de excitación corresponden al entorno y no se conocen al cien por ciento, es decir siempre habrá un margen de incertidumbre, sin embargo, los resultados son bastante buenos y frecuentemente cumple las expectativas. (Méndez, 2014)

Méndez (2014) dice, estos métodos dinámicos están basados en los cambios de vibración, de modo que detectar la vibración es lo suficientemente sensible para detectar los daños, incluso si estos se llegasen a encontrar en áreas internas o escondidas de la estructura.

2.15.5.1. Monitoreo en tiempo real de las estructuras.

a) Ventajas.

- No requieren una excitación artificial, de manera que llega a ser más económica.
- Los estudios pueden llegar a desarrollarse sin tener que interrumpir el uso cotidiano de las estructuras, de modo que estas pruebas son sencillas y rápidas.
- Se pueden usar servidores en línea para ser un medio de excitación atractiva.

b) Desventajas.

- La excitación producida por el ambiente en cada toma de datos puede ser diferente por lo que puede existir cierta dispersión entre los datos.
- Puede haber gran incertidumbre de datos, que son producidas por las operaciones en el edificio y medioambientales, influye la temperatura, humedad y condiciones carga.

2.15.5.2. Análisis de espectros y señales.

Un análisis espectral es básicamente, una descomposición de una señal determinada, bien conocida como serie de Fourier. Todas, las señales, se puede descomponer como la suma de señales sinusoidales múltiplo de la frecuencia fundamental conocidas como armónicos. Ahora bien, un análisis espectral representará la señal a cuantificar, en sus respectivos armónicos con amplitudes de señal (señal de pico). (Casillas, 2010)

2.15.5.2.1. SeismoSignal: Software para el análisis de señales.

El software SeismoSignal es desarrollado por la empresa SeismoSoft en el año 2002, es

una herramienta la cual cuenta con la capacidad de procesar datos “Strong Motion” a partir de datos de acelerogramas. A partir de un registro sísmico deriva una serie de parámetros asociados al movimiento, requeridos por sismólogos, ingenieros civiles y profesionales que se desempeñan en la ingeniería sísmica y estructural. (SeismoSoft, 2017)

En su pantalla principal cuenta, con 5 herramientas, algunas de ellas se describen a continuación:

a) Corrección de línea base y filtros.

SiesmoSignal lee el acelerograma guardado en formato de texto “.dat” para realizar la corrección de línea base mediante el empleo de polinomios de hasta tercer orden, luego filtra las señales con 3 tipos de filtros digitales disponibles, estos son: Lowpass (pasa baja), Highpass (pasa alta), Bandpass (pasa banda), Bandstop (quita banda), el interfaz de esta herramienta se muestra en la Figuras 30,31 y 32.

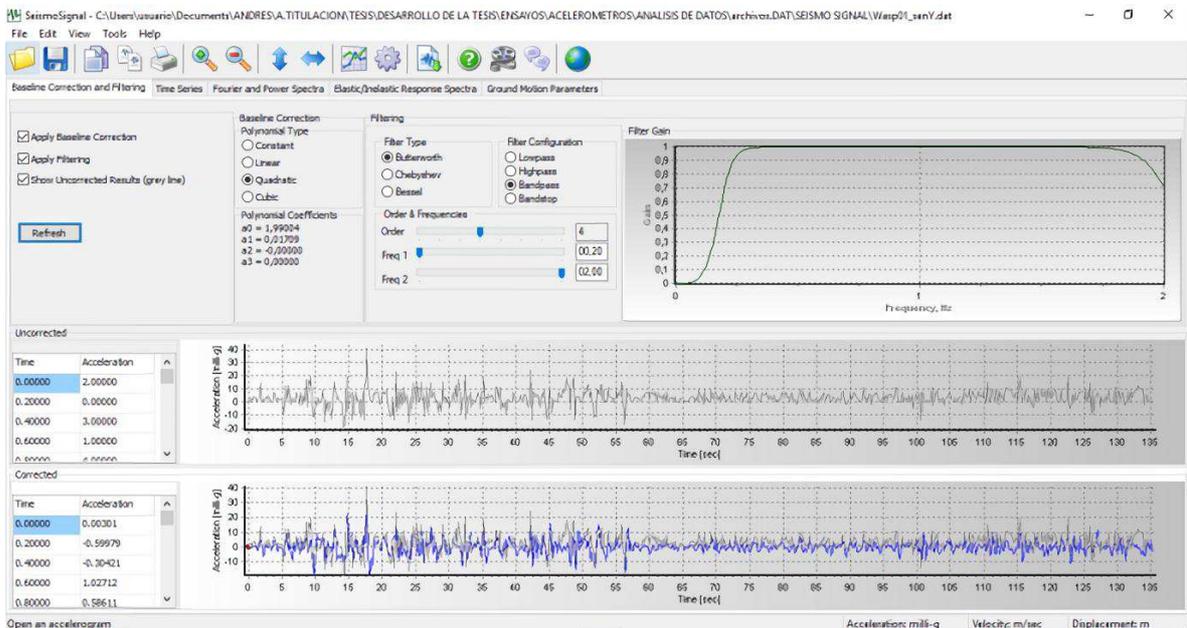


Figura 30. Corrección de línea base y filtros; Fuente: Autores (Seismo Signal)

b) Series en el tiempo.

Cuando se ingresa el acelerograma, el programa calcula diagramas de aceleración, velocidad y desplazamiento.

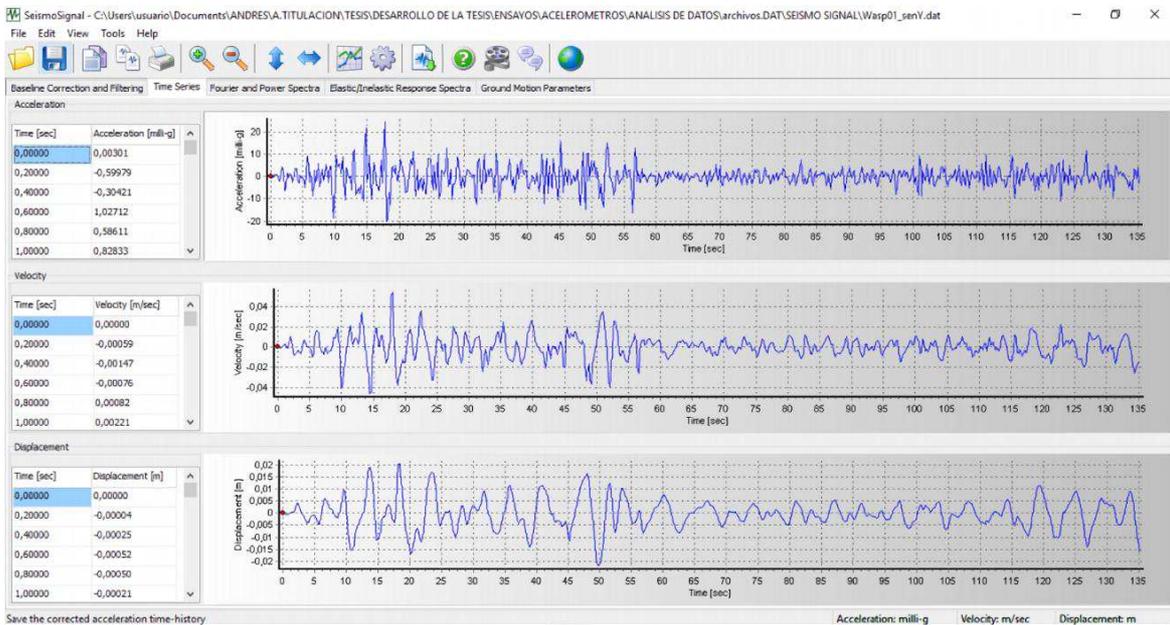


Figura 31. Series en el tiempo; Fuente: Autores (Seismo Signal)

c) Espectro de fourier y espectro de potencia.

Estos espectros son calculados en base a las correcciones y filtrado en las senales previos.

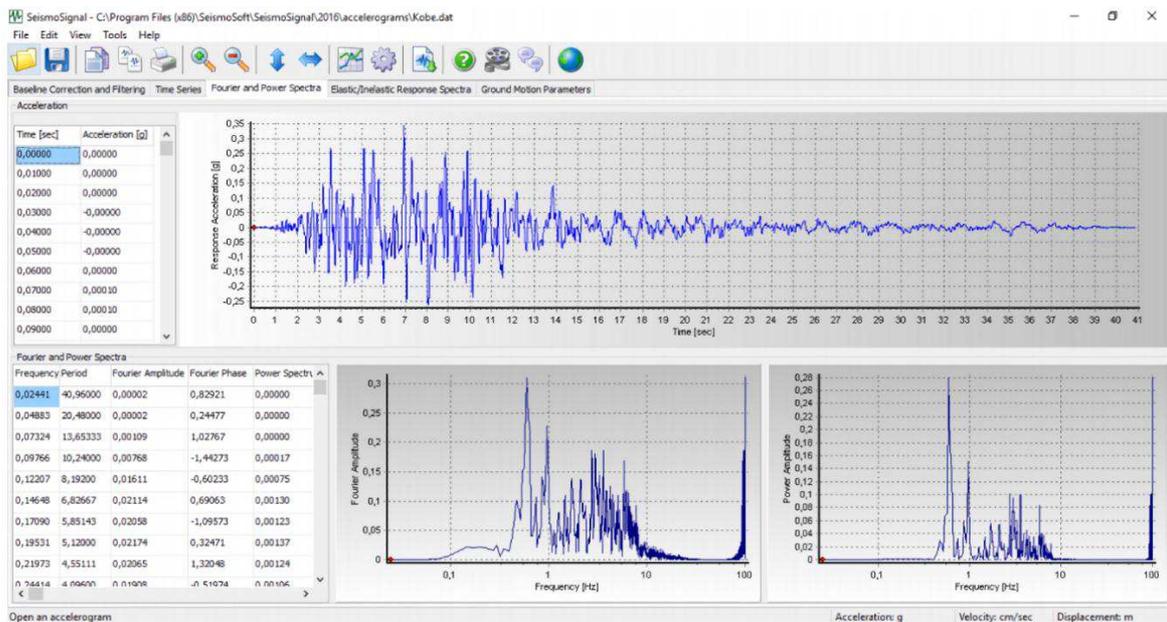


Figura 32. Espectro de Fourier y espectro de potencia; Fuente: Autores (Seismo Signal)

2.16. Modelado, Análisis y Criterios de Aceptación

Un modelo matemático, es la representación de la estructura mediante un software comercial, en este estudio se utilizará el programa Etabs, el cual debe reflejar las características reales de la edificación para obtener un comportamiento real.

Es de gran importancia que la representación se deben considerar parámetros para dar mejores resultados y poder disminuir los errores que puedan presentarse, entre ellos tenemos:

- Las propiedades mecánicas de los materiales, en este caso la resistencia del hormigón y la fluencia del acero de refuerzo.
- Las dimensiones de los elementos estructurales principales.
- Tipo de cimentación.
- Unión de elementos como viga y columna.
- Cargas sísmicas y de diseño.

En edificios, el análisis tridimensional se idealiza generalmente a una estructura como el conjunto de sub-estructuras (pórticos y muros) plantas, ligadas por un sistema de piso los cuales consideran indeformables en su plano, es decir se consideran como diafragmas infinitamente rígidos en planta. (Rochel, 2012)

En las normativas estudiadas, es aceptable que las estructuras tiendan a comportarse elásticamente por lo que se puede emplear el método modal para un análisis sísmico donde se necesitará el cálculo de los periodos como los modos de vibración.

CAPITULO III

3. Descripción del Proyecto.

3.1.Generalidades de la Edificación.

3.1.1. Ubicación del edificio.

El edificio de la Facultad de Informática se encuentra ubicado al frente del estadio de fútbol de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, ver Figura 33.



Figura 33. Facultad de Informática ULEAM;
Fuente: Autores

3.1.2. Recopilación de Datos.

Se realizó el levantamiento del edificio (Bloque nuevo) de la Facultad de Informática para verificar su distribución arquitectónica, las dimensiones de los elementos estructurales, comprobar la ubicación de los ejes que conforman la estructura.

3.1.2.1. Características de la edificación.

El edificio está constituido por 3 pisos, tiene una losa de 0.20 metros de espesor, la cual consta de un sistema unidireccional en los extremos y bidireccional en el centro, según la memoria técnica de construcción del edificio; tiene un área total por piso de 530.00 metros cuadrados. Los paños en sentido longitudinal tienen luces entre ejes de 3.50 metros y en

sentido transversal luces de 3.50 y 5.30 metros. Vigas peraltadas de 0.30 x 0.35 metros, de 0.30 x 0.45 metros y de 0.30 x 0.60 metros; columnas de varias dimensiones según su ubicación: esquineras 0.35 x 0.35 metros y centrales de 0.35 x 0.55 metros que mantienen sus dimensiones en todo lo alto de la estructura.

3.1.2.2. Distribución del edificio.

La infraestructura está diseñada de la siguiente manera:

a) Planta Baja.

- 4 aulas de tipo taller (audiovisuales, mantenimiento y ensamblaje de equipos, electrónicas y digitales)
- 2 centros de cómputo, compartido en dos módulos.
- Baterías sanitarias de hombres y mujeres.

b) Primer piso.

- 3 aulas de tipo laboratorio.
- 3 aulas de tipo académicas.

c) Segundo piso.

- 6 aulas de tipo académicas.

Al comparar los planos arquitectónicos existentes con el levantamiento que se realizó, se evidencia que mantiene su diseño original casi en su totalidad, excepto las paredes que resultaron dañadas debido al terremoto del 16 de abril de 2016. De acuerdo con los archivos de documentos que reposan en la Facultad de Informática se encontró que la ejecución de la obra del edificio en estudio comenzó el 1 de febrero de 2005, lo cual nos indica que se construyó hace 14 años, por lo tanto, ha resistido un evento sísmico importante (Sismo del 16A), debido al cual no se observa que haya tenido alguna rehabilitación en sus elementos estructurales desde la fecha del evento hasta la actualidad, mientras que sí hubo reemplazo de mampostería por paredes de gypsum.

En las Figuras 34, 35, 36 y 37 se observan los planos arquitectónicos del edificio resultado del levantamiento realizado.

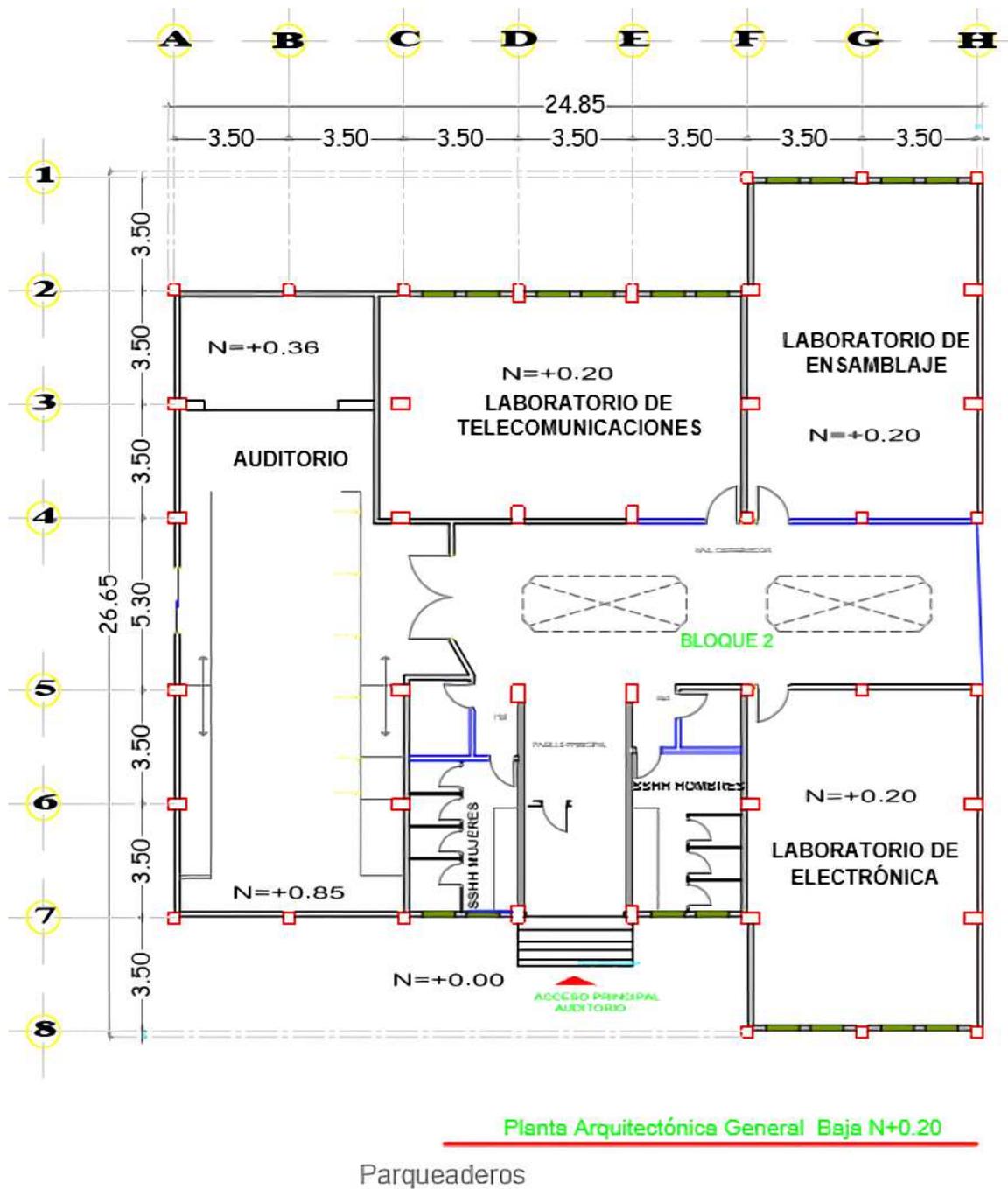
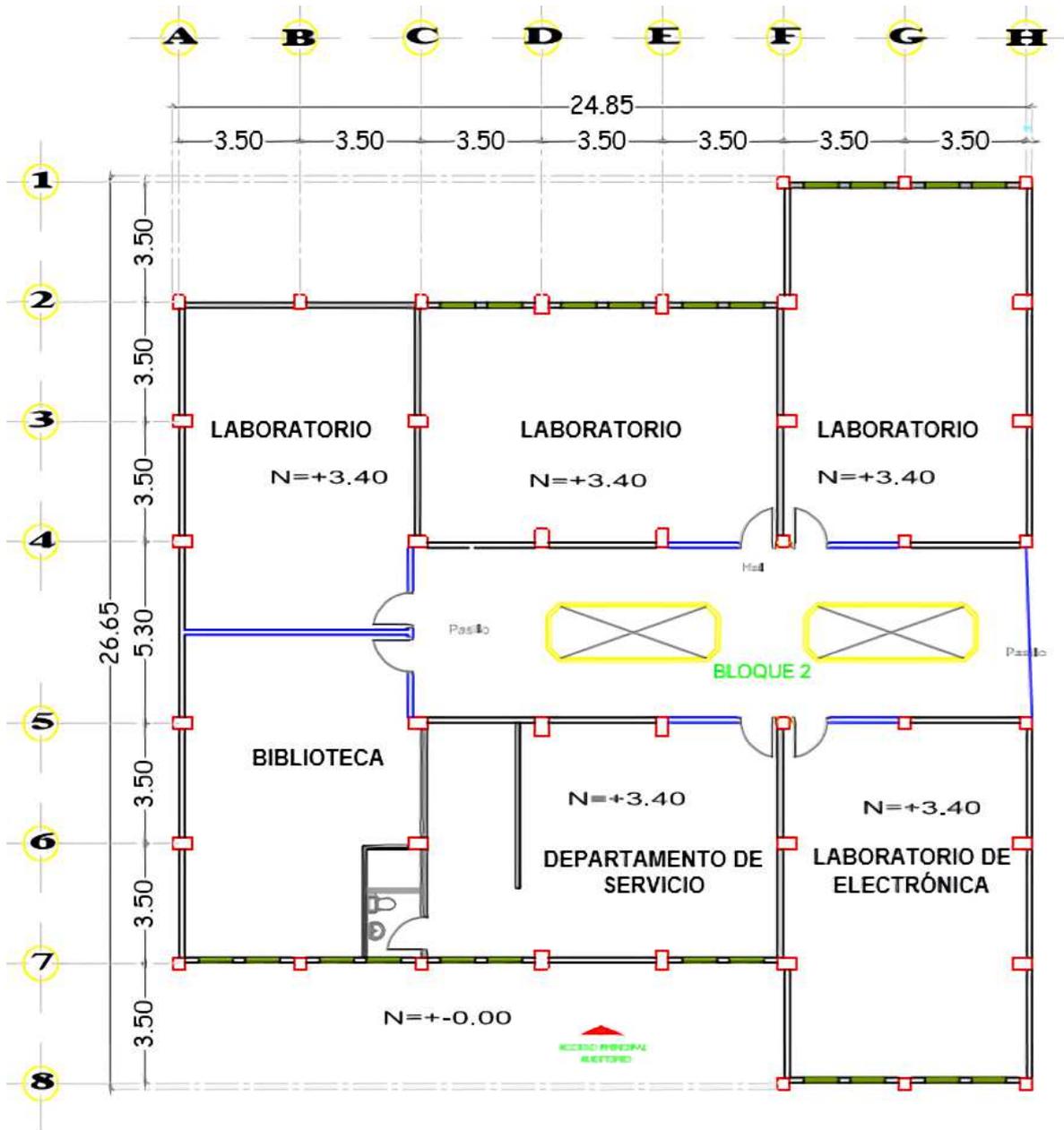


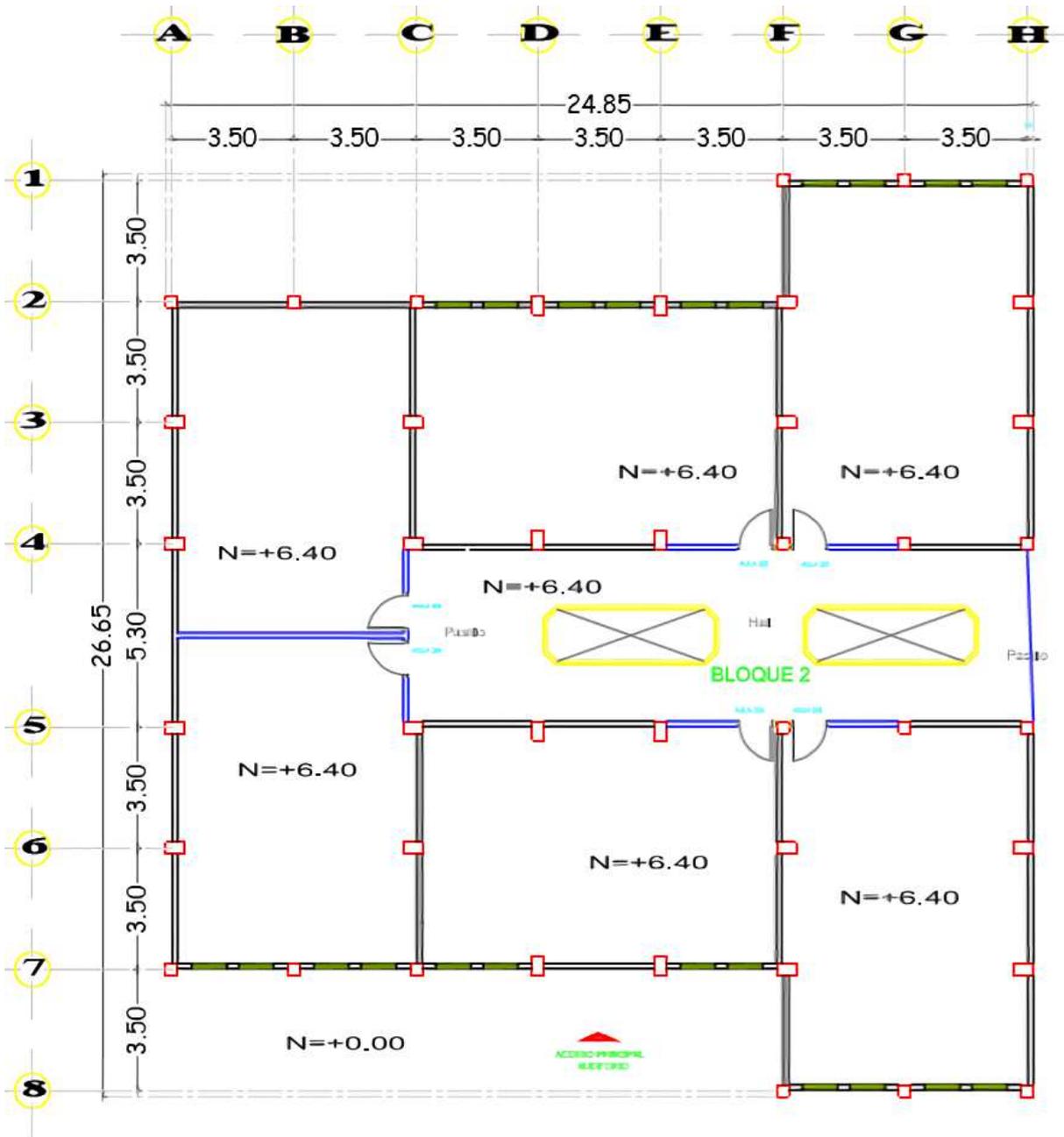
Figura 34. Planta baja N+0.20; Fuente: Autores



Planta Arquitectónica General Baja N+3.40

Parqueaderos

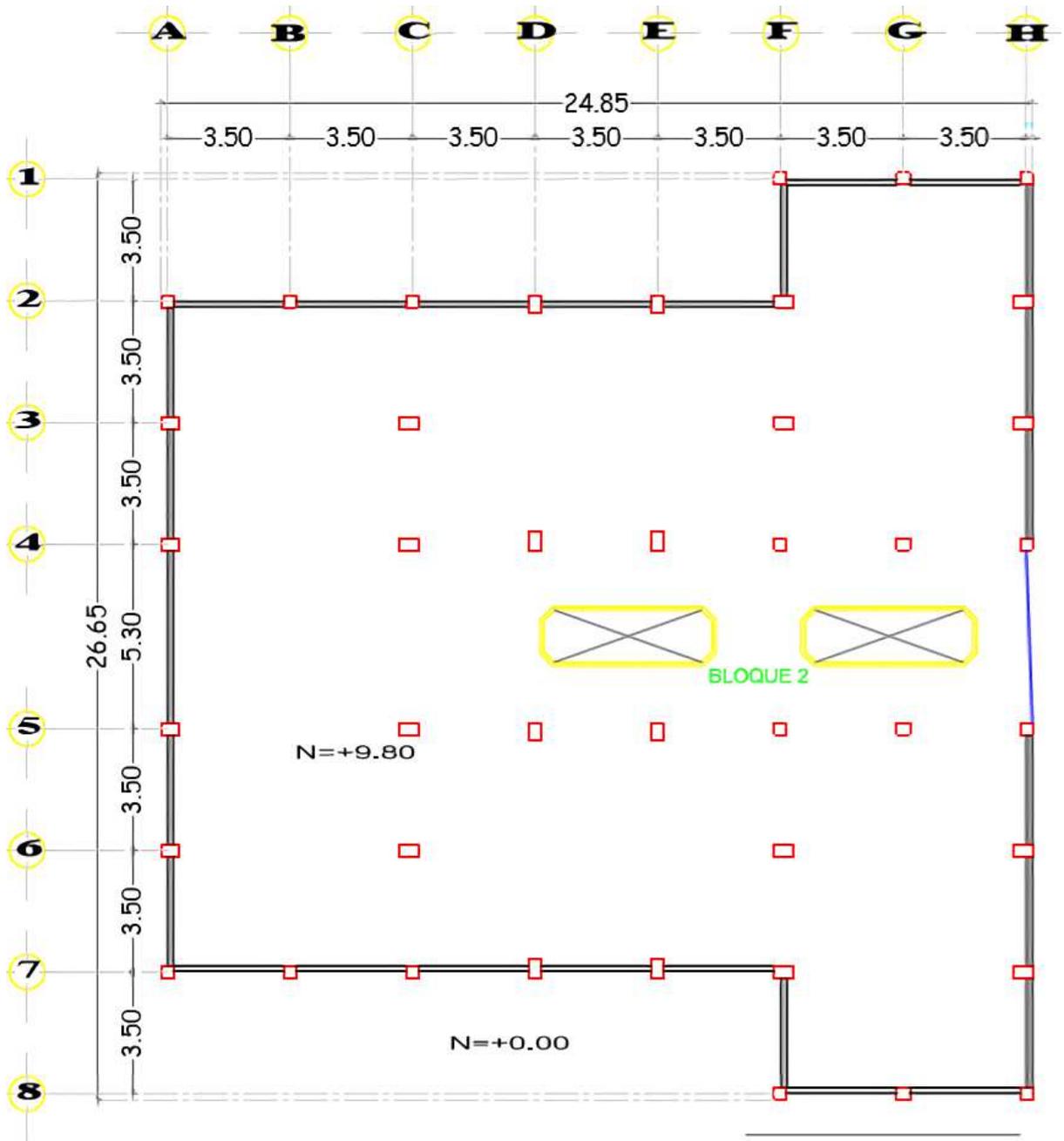
Figura 35. Primer piso N+3.40; Fuente: Autores



Planta Arquitectónica General Baja N+6.40

Parqueaderos

Figura 36. Segundo piso N+6.40; Fuente: Autores



Planta Arquitectónica General Baja N+9.80

Parqueaderos

Figura 37. Cubierta N+9.80; Fuente: Autores

3.2. Antecedentes de Diseño

En base a la memoria técnica obtenida se describe de la siguiente manera el proyecto:

Las columnas son de hormigón armado de sección rectangular como se indican en los planos, las cuales están arriostradas inferiormente por cadenas las cuales se apoyan sobre muros de hormigón ciclópeo.

- La cimentación recomendada en el estudio de suelos es el empleo de zapatas aisladas. Las columnas se apoyarán sobre los plintos que, sumando la riostras, nos dan una profundidad de desplante de 1.20 metros.
- La capacidad admisible del suelo para el cálculo es $Q_a = 15T/m^2$.

3.2.1. Códigos, cargas y especificaciones de resistencia.

En el diseño estructural, con el que se construyó el edificio en estudio, las cargas sísmicas asumidas se obtuvieron del Código Ecuatoriano de la Construcción y su respectivo reglamento (PELIGRO SISMICO, ESPECTRO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION EDIFICIO DE CIENCIAS INFORMATICAS).

Para el caso de sismo se consideró en 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva. Tal como se indica anteriormente se usó en Código Ecuatoriano de la Construcción, pero se dio vital importancia a las regulaciones del Capítulo “Disposiciones Especiales para Diseño Sísmico” especialmente en lo que se refiere a ductilidad.

3.2.1.1. Solicitaciones de cargas.

Para el análisis y el diseño estructural se han considerado las siguientes solicitaciones, ver Tabla 16.

Tabla 16. Consideraciones de diseño adoptadas para la construcción de la Facultad de Informática;
Fuente: Memoria Técnica de construcción FACCI 2005

Carga muerta en losa		Carga Viva	
Material	Peso	Carga	Valor
Hormigón simple	2200 kg/m ³	Gradas y áreas de circulación	500 kg/m ²
Hormigón armado	2400 kg/m ³	Aulas	250 kg/m ²
Paredes y tabaquería	200 kg/m ²	Peso de tableros	407 kg/m ²
Losa aligerada de 20 cm	314 kg/m ²	Cubierta metálica	80 kg/m ²
Recubrimientos	40 kg/m ²		
Enlucido	40 kg/m ²		

3.2.1.2. Especificaciones de resistencia de los materiales.

a) Hormigón.

Las estructuras de hormigón fueron diseñadas para las siguientes resistencias:

$F^c = 140 \text{ kg/cm}^2$ hormigón ciclópeo y replantillo.

$F^c = 210 \text{ kg/cm}^2$ hormigón estructural de plintos, muros, vigas, columnas, losas y gradas.

b) Armadura de refuerzo.

Se considera en varilla milimetrada corrugada con un límite de fluencia de 4200 kg/cm^2

3.3. Inspecciones y evaluaciones de estado general de la edificación.

La capacidad de una estructura de soportar el daño de manera significativa se les atribuyen a características de resistencia, ductilidad y redundancia. El deterioro de gran magnitud y colapso de muchas estructuras durante estos tipos de eventos se ve influenciada por la falla directa de un solo elemento o una serie de ellos con ductilidad y resistencia insuficiente.

Hay tres factores que ayudarán a determinar el estado general de la estructura y son los siguientes:

- Colapso total, parcial o no existe.
- Desviación o inclinación de la edificación o de algún entrepiso.
- Falla o asentamiento de la cimentación.

En la inspección visual que se realizó en la Facultad de Ciencias Informáticas, bloque nuevo, se pudo determinar que existió daño en lo referente a las paredes, pues se sabe que fueron intervenida después del sismo del 16 A; ciertas paredes de mampostería fueron reemplazadas por paredes de gypsum, que es un material más liviano, mientras que otras solamente fueron reparadas.

Durante las inspecciones realizadas post-sismo se debe observar si existen los siguientes tipos de daño en lo elementos estructurales:

- Daño a nivel del enlucido (desprendimiento).
- Daño a nivel del recubrimiento, hasta nivel de los estribos.
- Daño a nivel del núcleo de hormigón, que se produce al nivel interior de los estribos.

Cuando un elemento estructural llega a tener daños a nivel del núcleo, pueden suscitar los siguientes efectos que hay que prestarle gran importancia como son:

- Pandeo de las armaduras en sentido longitudinal.
- Separación de la armadura transversal, por un amarre del hierro
- Incursión de la armadura en el rango inelástico.
- Rotura de la armadura longitudinal y transversal.

Al realizar la inspección en la Facultad de Informática, bloque nuevo, se determinó que no hay indicios de que alguno de los tipos de daños mencionados se presentó después del sismo.

Es importante destacar que el evento ocurrió en horas no laborables, por lo tanto, la carga viva no estaba presente y probablemente la estructura en ese estado de cargas tuvo un mejor comportamiento.

3.4. Aplicación del Procedimiento visual rápido FEMA P-154.

La metodología usada en este proyecto está basada en el método de observación, usando una investigación de campo, cuali-cuantitativo, esto se debe a que se realizó una observación detenida y detallada a el edificio en el apartado del capítulo dos *“2.15.2. Inspección y evaluación visual rápida de las estructuras mediante el FEMA P-154”* donde indican los pasos a seguir para tomar un conjunto de referencias y datos, que, posterior a ello se procedió a aplicar la metodología.

En las Figuras 38 y 39 se presentan los dos niveles del formulario FEMA P-154 realizados al edificio.

Inspección visual rápida de edificios para detectar posibles peligros sísmicos Nivel 1
 FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos ALTA Sismicidad



BOSQUEJO

Dirección: Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí **Código Postal:** 120802

Otra identificación: Campus Universitario - Manta

Nombre del Edificio: Facultad de Ciencias Informáticas

Uso: Educativo

Latitud: -0,95171 **Longitud:** -80,7445

Ss: **S1:**

Inspector: Loor José Antonio / Mendoza Luiggi **Fecha/Hora:** 19/12/2018 10:00Am

No. Pisos: Grado superior: 3 Grado inferior: 0 **Año de Construcción:** 2005

Superficie total del Suelo (sq. Ft. 539,75 m²) **Código año:**

Adiciones: Ninguna Sí, Años Construcción:

Ocupación:

Asamblea Comercial Ser. Emergencia Histórico Albergue

Industrial Oficina Escuela Gobierno

Utilidad Almacén Unid. Residenciales

Tipo de Suelo:

A B C D E F DNK

Roca Roca Suelo Suelo Suelo Suelo Si DNK, asumir Tipo D.

Dura Débil Denso Duro Blando pobre

Riesgos Geológicos: Licuefacción: Si/No/No sé Deslizamientos: Si/No/No sé Rup. Superf.: Si/No/No sé /

Adyacencia: Golpes Peligro de Caída del Edificio Adyacente Edificio Fac. Informática Bloque 1

Irregularidades: Vertical (tipo/severidad)

Planta (tipo) Configuración estructural y ducto ventilación

Caída de Exterior Chimeneas sin soporte lateral Revestimiento pesado o de chapa de madera

Peligros Parapetos Apéndices

Otros:

COMENTARIOS:

Dibujos Adicionales o comentarios en pagina separada

NOTA DE BASE, MODIFICADORES, Y ULTIMA Puntuación Nivel 1, SL1

FEMA TIPO DE EDIFICIO	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URMINF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URMINF)	PC1 (TV)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Puntaje Basico	3,6	3,2	2,9	2,1	2,0	2,6	2,0	1,7	1,5	2,0	1,2	1,6	1,4	1,7	1,7	1,0	1,5
Irregularidad Vertical Grave, VL 1	-1,2	-1,2	-1,2	-1,0	-1,0	-1,1	-1,0	-0,8	-0,9	-1,0	-0,7	-1,0	-0,9	-0,9	-0,9	-0,7	NA
Irregularidad Vertical Moderada, VL1	-0,7	-0,7	-0,7	-0,6	-0,6	-0,7	-0,6	-0,5	-0,5	-0,6	-0,4	-0,6	-0,5	-0,5	-0,5	-0,4	NA
Irregularidad en Planta, PL1	-1,1	-1,0	1,0	-0,8	-0,7	-0,9	-0,7	-0,6	-0,6	-0,8	-0,5	-0,7	-0,6	-0,7	-0,7	-0,4	NA
Pre-Codigo	-1,1	-1,0	-0,9	-0,6	-0,6	-0,8	-0,6	-0,2	-0,4	-0,7	-0,1	-0,5	-0,3	-0,5	-0,5	0,0	-0,1
Posterior año de Referencia	1,6	1,9	2,2	1,4	1,4	1,1	1,9	NA	1,9	2,1	NA	2,0	2,4	2,1	2,1	NA	1,2
Suelo Tipo A o B	0,1	0,3	0,5	0,4	0,6	0,1	0,6	0,5	0,4	0,5	0,3	0,6	0,4	0,5	0,5	0,3	0,3
Suelo Tipo E (1-3 Pisos)	0,2	0,2	0,1	-0,2	-0,4	0,2	-0,1	-0,4	0,0	0,0	-0,2	-0,3	-0,1	-0,1	-0,1	-0,2	-0,4
Suelo Tipo E (>3 Pisos)	0,3	-0,6	-0,9	-0,6	-0,6	NA	-0,6	-0,4	-0,5	-0,7	-0,3	NA	-0,4	-0,5	-0,6	-0,2	NA
Puntaje Minio SMIN	1,1	0,9	0,7	0,5	0,5	0,6	0,5	0,5	0,3	0,3	0,3	0,2	0,2	0,3	0,3	0,2	1,0
FINAL PUNTAJE NIVEL 1, SL1>=SMIN	1,5-0,6+1,9 = 2,8 (SL1>=SMIN) (2,8>=0,3)																

EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN

Exterior: Todos los lados Parcial Aereo

Interior: Ninguna Visible Ingresó

Dibujo comentad Si No

Tipo de fuente de suelo:

Tipo de fuente peligro Geológico:

Persona de Contacto:

DETECCIÓN REALIZADA EN EL NIVEL 2?

Si, puntuación final del nivel 2, SL2 = -2.0 No

Peligros no estructurales? Si No

OTROS RIESGOS

¿Existen peligros que provocan una evaluación estructural detallada?

Potencia del golpe (a menos que SL2> a la línea de corte si se conoce.

Peligro de caída de mas edificios altos adyacentes.

Riesgos geológicos o Tipo de suelo F

Daño significativo / Deterioro del sistema estructural

ACCIÓN REQUERIDA

¿Se requiere evaluación estructural detallada?

Si, el tipo de edificio desconoce del FEMA u otros edificios.

Si, el puntaje es menor que el puntaje mínimo.

Si, existen otros peligros presentes.

¿Se recomienda una evaluación estructural no detallada?

Si, se identificaron peligros no estructurales que deben ser evaluados.

No, existen riesgos no estructurales que pueden requerir mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada.

No, no se identificaron peligros no estructurales. DNK

Donde la información no puede ser verificada, el evaluador deberá observar lo siguiente: EST: Datos estimados no confiables o DNK: No lo sé

Leyenda: MRF= Momento marco reforzado RC= Concreto reforzado URM INF= Mampostería de relleno no reforzada MH= Vivienda prefabricada FD= Diagrama flexible
 BR= Marco reforzado SW= Muro de corte TU= Para subir LM= Metal ligero RD= Diagrama rígido

RVS Nivel 1 Formulario de recolección de datos para la región de alta sismicidad

Figura 38. Ficha del FEMA 154; datos obtenidos del formulario 1 de la evaluación realizada a la Facultad de Informática; Fuente: Autores

Inspección visual rápida de edificios para detectar posibles peligros sísmicos				Nivel 2 (Opcional)
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos				ALTA Sísmicidad
La recopilación de datos opcional de nivel 2 debe ser realizada por un profesional de ingeniería civil o estructural, arquitecto o estudiante graduado con experiencia en evaluación sísmica o diseño de edificios.				
Nombre del edificio: Facultad de Informática		Puntaje final Nivel 1: SL1= 2,8		(no considere SMIN)
Inspector: Looor José Antonio / Mendoza Luiggi		Modificadores de irregularidades nivel 1: Irregularidad vertical, VL1=		Irregularidad en planta, PL1= -0,6
Fecha/Hora: 19/12/2018 10:00		PUNTAJACIÓN BASICA AJUSTADA: S=(SL1-VL1-PL1)= (2,8 - (-0,6)) = 3,4		
Modificadores estructurales para agregar a la puntuación de referencia ajustada:				
Tema	Declaración (si la declaración es verdadera, encierre en un círculo el modificador "Si"; de lo contrario, tache el modificador)	Si	Subtotales	
Irregularidad vertical, VL1	Pendiente en sitio	Edificio W1: Hay por lo menos un completo cambio de grado de piso desde el lado del edificio hacia el otro.	-1,2	VL2= -0.5
		No Edificio W1: Hay por lo menos un completo cambio de grado de piso desde el lado del edificio hacia el otro.	-0,3	
	Piso debil y/o blando (maximo encierre en un círculo)	Edificio W1 pared baja: Una pared baja sin refuerzo es visible en el espacio de rastreo.	-0,6	
		W1 casa de garaje: Debajo de un piso que ocupa, hay una apretura de garaje sin un marco de acero y de momento hay menos de 20 cm de pared en la misma línea (para multiples pisos ocupados anteriormente, utilizar 40 cm minimo de pared.	-1,2	
		W1 Un edificio abierto de frente: Hay aberturas en el suelo de los pisos (como para el estacionamiento) en por lo menos 50% de la longitud del edificio.	-1,2	
		No Edificio W1: Longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que 50% del piso superior o la altura de cualquier piso es mayor de dos veces la altura del piso superior.	-0,9	
		No Edificio W1: Longitud del sistema lateral en cualquier piso es entre el 50% y el 75% de los pisos superiores o la altura de cualquier piso es entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.	-0,5	
	Caidas	Elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están por fuera de los del piso de abajo haciendo el desplazamiento en el diafragma a voladizo.	-1,0	
		Elementos verticales del sistema lateral en plantas superiores estan por dentro de los que estan en pisos inferiores. Hay un desplazamiento de los elementos laterales que es mayor que la longitud de los elementos en el plano.	-0,3	
	Columna corta/ Pilas	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos 20% de columnas (o pilares) a lo largo del eje de la columna en el sistema lateral tiene relaciones altura/ancho de menos de 50% de la relación altura/ancho nominal a ese nivel.	-0,5	
C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: El ancho de la columna (o ancho del pilar) es menos de la mitad del ancho de la enjuta o hay paredes adyacentes o suelos de relleno que acortan la columna.		-0,5		
De dos niveles	Hay un nivel de división en uno de los niveles de piso en el techo.	-0,5		
Otras irregularidades	Hay otra irregularidad grave vertical observable que obviamente afecta el comportamiento sísmico del edificio.	-1,0		
	Hay otra irregularidad vertical moderada observable que puede afectar al comportamiento sísmico del edificio.	-0,5		
Irregularidad en planta, PL1=	Sistema lateral no aparece relativamente bien distribuida en planta en cualquiera o ambas direcciones. (No incluya la irregularidad frente abierto W1A enumeradas anteriormente).	-0,7	PL2= -0.4	
	Sistema no paralelo: Hay uno o más principales elementos verticales del sistema lateral que no son ortogonales entre sí.	-0,4		
	Esquina reentrante. Ambas proyecciones, desde la esquina interior superen el 25% de la dimensión global del plan en esa dirección.	-0,4		
	Abertura de diafragma. Hay una abertura en el diafragma con una anchura de más de 50% del total al ancho de diafragma en ese nivel.	-0,2		
	Edificio C1, C2 desplazado fuera del plano: Las vigas exteriores no se alinean con las columnas en el plano.	-0,4		
	Otra irregularidad. Hay otra irregularidad plana observable que obviamente afecta al comportamiento sísmico de los edificios.	-0,7		
Exceso	El edificio tiene al menos dos tramos de elementos laterales en cada lado del edificio en cada dirección.	-0,3	M= -0.5	
Golpeando	El edificio se separa de una estructura adyacente en menos del 1% de la altura de la mas corta del edificio y estructura adyacente y:	Las plantas no se alinean verticalmente dentro de 60cm (Cap total golpeteo		-1,0
		Un edificio es de 2 o más pisos más alto que el otro.		-1,0
		El edificio se encuentra al final del bloque. modificadores de -1.2		-0,5
Edificio S2	"K" geometría de arriostamiento es visible.	-1		
Edificio C1	Placa plana sirve como la viga en el marco de momento.	-0,4		
Edificio PC1/RM1	Hay ataduras de techo a pared que son visibles o conocidas a partir de dibujos que no se basan en el doblado de grano cruzado (no se combinan con el modificador de referencia o modificación posterior)	-0,3		
Edificio PC1/RM1	El edificio tiene espacios estrechos, alturas llenas de las paredes interiores (en lugar de un espacio interior con algunas paredes interiores como en un almacén.	-0,3		
URM	Gabletes de pared estan presentes.	-0,4		
MH	Hay un sistema de soporte sísmico suplementario proporcionado entre el carro y el suelo.	-1,2		
Reequipamiento	Reforzamiento sísmico integral es visible o conocido a partir de dibujos.	-1,4		
PUNTAJACIÓN FINAL NIVEL 2, SL2 = (S' +VL2 + PL2 +M) >= SMIN: SL2= (3.4 + (-0.5) + (-0.4) + (-0.5) = -2.0				(Trasladado al formulario)
Hay un daño o deterioro observable u otra condición que afecta negativamente al comportamiento sísmico del edificio: <input checked="" type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No				
En caso afirmativo, describir la condición en el cuadro de comentarios a continuación e indicar en el formulario de nivel 1 que la evaluación detallada se requiere anotar independientemente de los edificios.				
PELIGROS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Declaración (Marque "Si" o "No")	Si	No	Comentario
Exterior	Hay un parapeto de mampostería no reforzado o chimenea de mampostería no reforzado no arriostado.	X		
	Hay revestimiento pesado o chapa pesada.		X	
	Hay una gran cubierta sobre las puertas de salida o pasarelas de peatones que parece apoyado de manera adecuada.		X	
	Hay un accesorio de mampostería no reforzada sobre las puertas de salida o zonas peatonales.		X	
	Hay un letrero en el edificio que indica que los materiales peligrosos están presentes.		X	
	Hay un edificio URM adyacente más alto con una pared no anclada o parapeto URM no arriostado o chimenea.		X	
	Otros riesgo de caída exterior no estructural observado:		X	
Interior	Hay una teja de barro o ladrillo hueco particiones en cualquier escalera o salida pasillo.		X	
	Otros peligros no estructurales interiores que caen observados.		X	
Rendimiento sísmico estimado para no estructural (Marque la casilla apropiada y traslado al Nivel 1 del formulario de conclusiones)				
<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales potenciales con amenaza significativa para la seguridad de la vida del inquilino -Evaluación detallada no estructural recomendada.				
<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con amenaza significativa para la seguridad de la vida de los ocupantes -Evaluación detallada no estructural necesaria.				
<input checked="" type="checkbox"/> Baja o ninguna amenaza de peligro estructural de seguridad de la vida del ocupante -No se requiere evaluación detallada no estructural.				
Comentarios:				

Figura 39. Ficha del FEMA P-154; datos obtenidos del formulario 2 de la evaluación realizada a la Facultad de Informática; Fuente: Autores

La puntuación obtenida en el formulario de Nivel 1 fue de 2.8, lo cual indica que la estructura no es potencialmente peligrosa desde el punto de vista sísmico, pero por tratarse de una estructura educativa se procedió a evaluarla con el formulario de Nivel 2. El resultado obtenido con el último formulario fue de -2, estableciéndose el valor mínimo de 0.3 que es menor al puntaje de corte de 2 sugerido por FEMA P-154, por lo tanto, se recomienda realizar un estudio de vulnerabilidad calculada mediante análisis estructurales para verificar si la estructura es realmente peligrosa desde el punto de vista sísmico.

3.5.Características del Suelo.

3.5.1. Refracción sísmica.

El estudio de sísmica de refracción fue realizado en los predios de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí por el Ing. Javier Moreira Roca, quién colaboró con la información obtenida de sus estudios, de lo cual se afirma que la Facultad de Informática se encuentra en un perfil de suelo Tipo D, ver anexo 2. Perfil de suelo rígido con velocidad de onda de corte ($360\text{m/s} > V_s \geq 10\text{m/s}$) como lo indica la NEC-15.

3.6.Evaluación mecánica.

3.6.1. Estudio de calidad de hormigones.

Este estudio se realiza para poder verificar la calidad y resistencia de los materiales constituidos por hormigón. Los métodos que se emplearán serán la extracción de núcleos de elementos seleccionados; esclerometría a otro conjunto de elementos seleccionados. Una vez obtenido los resultados de ambas pruebas serán comparados los valores para determinar la resistencia a la compresión de los elementos estructurales.

3.6.1.1. Ensayo de esclerometría.

Se realizó un ensayo de esclerometría o índice de rebote a 16 elementos estructurales seleccionados de forma aleatoria ver Figura 40, los cuales se distribuyeron en:

- Planta baja; cuatro columnas, dos vigas.
- Primer piso; tres columnas, dos vigas.
- Segundo piso; tres columnas, dos vigas.

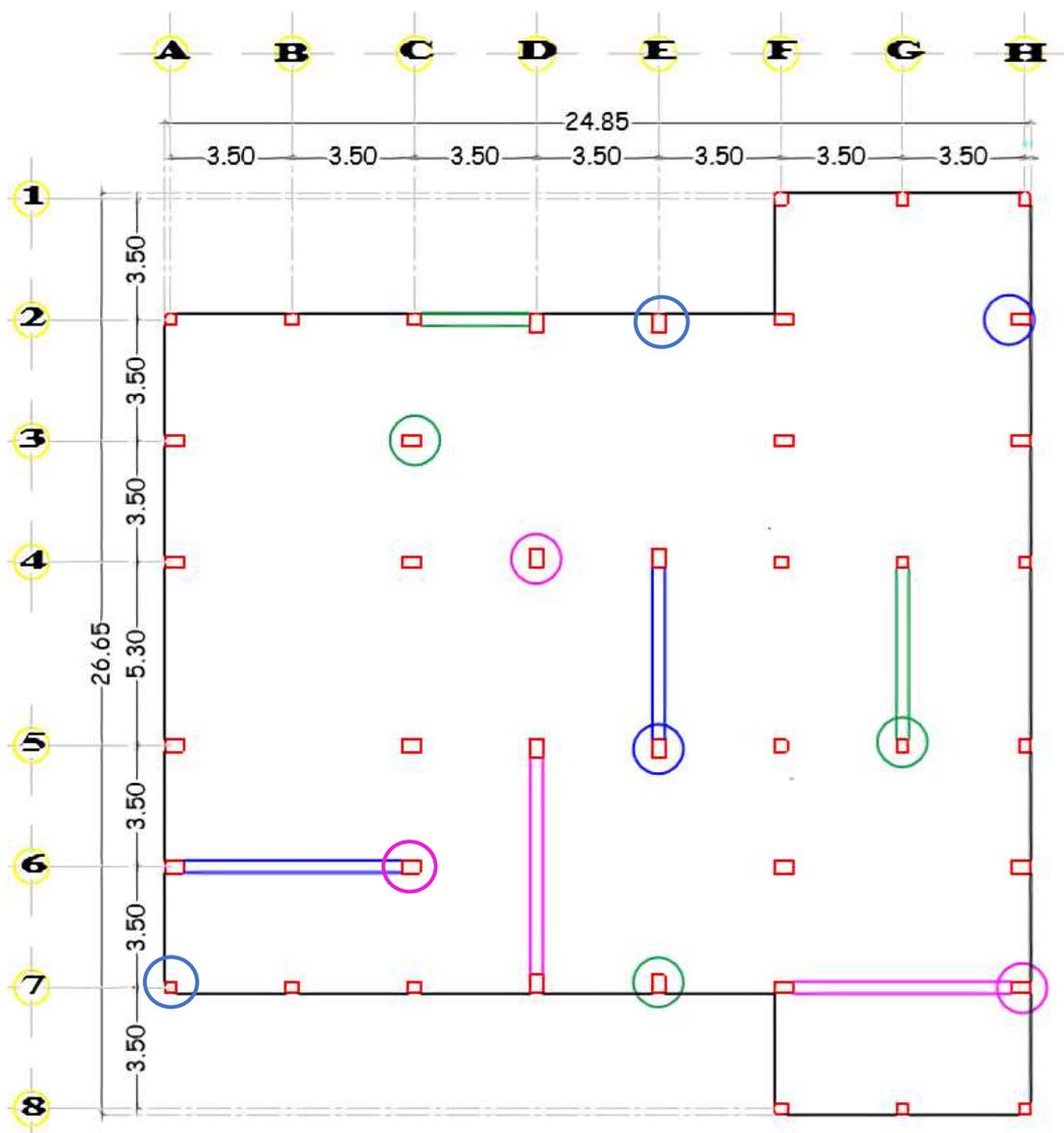


Figura 40. Ubicación de columnas y vigas ensayadas; Planta baja color azul; Primer piso color verde; Segundo piso color violeta; Fuente: Autores

Para realizar la esclerometría se debe seguir los procedimientos para el ensayo de hormigones endurecidos que se menciona en el apartado “2.17.1.1.1. Procedimiento para la utilización del esclerómetro”. Tal como se muestra en la Figura 41.



Figura 41. Ensayo de esclerometría en columna;
Fuente: Autores

Para obtener la resistencia del hormigón se aplica la norma NTE INEN 3121 que sugiere realizar 10 golpes, posteriormente se aplica la fórmula:

$$F_c = 0.098 * (-184 + 13R) * \alpha_n \quad (9)$$

Resultados de ensayo de esclerometría.

Los resultados obtenidos del ensayo de esclerometría se muestran en las tablas 17 y 18 para columnas y vigas, respectivamente. Teniendo en cuenta que el ensayo de esclerometría no es tan confiable, este debe ser justificado con ensayos de compresión para obtener valores reales de la resistencia de los elementos estructurales

Tabla 17. Resultados de ensayos de esclerometría en columna;
Fuente: Autores.

COLUMNAS PLANTA BAJA	DIMENSIONES (cm)	F'c
		kg/cm ²
A7	35x35	305,33
E2	35x55	294,28
E5	35x55	296,88
H2	35x55	300,85
PROMEDIO		299,335

COLUMNAS PRIMER PISO	DIMENSIONES (cm)	F'c
		kg/cm ²
C3	35x55	339,57
E7	35x55	304,68
G5	35x35	342,03
PROMEDIO		299,335

COLUMNAS SEGUNDO PISO	DIMENSIONES (cm)	F'c
		kg/cm ²
C6	35x55	255,3
D4	35x55	382,78
H7	35x35	358,67
PROMEDIO		332,25

PROMEDIO GENERAL COLUMNAS	F'c
	kg/cm ²
SP	332,25
PP	328,76
PB	229,335
PROMEDIO	320,116

Tabla 18. Resultados de ensayos de esclerometría en vigas;
Fuente: Autores.

VIGAS PLANTA BAJA	DIMENSIONES (cm)	F'c
		kg/cm ²
A6-C6	30x45	239,9
E4-E5	30x45	342,03
PROMEDIO		299,335

VIGAS PRIMER PISO	DIMENSIONES (cm)	F'c
		kg/cm ²
C2-D2	35x35	292,53
G4-G5	30x45	278,29
PROMEDIO		285,41

VIGAS SEGUNDO PISO	DIMENSIONES (cm)	F'c
		kg/cm ²
D5-D7	30x45	251,01
F7-H7	35x35	238,37
PROMEDIO		244,69

PROMEDIO GENERAL VIGAS	F'c
	kg/cm ²
SP	332,25
PP	328,76
PB	229,335
PROMEDIO	320,116

3.6.1.2. Extracción de núcleo de hormigón.

Como se conoce este método consiste principalmente en obtener un valor significativo mediante la compresión del hormigón que se ha utilizado en obra para así verificar la resistencia del elemento en estudio.

Los pasos para proceder en la extracción de los especímenes se encuentran en el apartado “8.1.2.2 Extracción de núcleos de hormigón (ASTM-C42)” en el capítulo dos. En la Figura 42 se muestra el proceso en cómo se obtuvo la extracción del núcleo en los elementos seleccionados, cuyo proceso fue repetitivo en el resto de los elementos seleccionados de cada planta.



Figura 42. Extracción de núcleo de los elementos seleccionados;
a) Viga D4-E4. b) Columna E2. Fuente: Autores

Durante esta prueba se seleccionaron 4 elementos, los cuales fueron tres columnas y una viga, donde se pudo conseguir cinco muestras para llevarlas al laboratorio.

3.6.1.3. Ensayo de compresión del hormigón

Una vez obtenidos todos los especímenes de núcleo de hormigón, se procedió a realizarse el ensayo de compresión del hormigón en el Laboratorio de Ensayos de Materiales “Bolívar Ortiz L.” de la Carrera de Ingeniería Civil.

Para proceder correctamente con las pruebas, los cilindros se deben cortar a una altura de 110.0 mm pues la norma indica de debe ser el doble de su diámetro, en este caso el diámetro del cilindro es de 54 mm. En algunos casos, los cilindros extraídos son largos que al momento de cortarlos deben de quedar sus bordes lisos en donde también suelen salir dos muestras válidas. En la Figura 43 se presenta el proceso de corte.



Figura 43. Corte de los especímenes extraídos; Fuente: Autores.

Una vez que todas las muestras estuvieron listas, como lo especifica la normativa, se procedió a realizar el ensayo en la máquina universal. Se ubicaron los cilindros entre las bases metálicas, donde se apoyaron para evitar inclinaciones al momento de ejercer fuerza sobre ellos, ver Figura 44.



Figura 44. Especimen de hormigón ensayado; Fuente: Autores.

3.6.1.4.Resultados del ensayo a la compresión de los especímenes de núcleos extraídos.

Ya concluidos los ensayos en la máquina universal, los resultados obtenidos fueron representados en las unidades de kg/cm² como se puede observar en la Tabla 19 y el anexo 3.

Tabla 19. Resultados de extracción de núcleos; Fuente: Autores

NIVEL	Nombre	Carga Máxima	Resistencia
	Parámetros	Cal. At Entire áreas	Calc. At Entire áreas
	Unidad	Kgf	kgf/cm ²
SEGUNDO PISO	D4	4954.84	216.35
PRIMER PISO	E4-E5	6071.55	265.11
PLANTA BAJA	E5	4914.71	214.6
PLANTA BAJA	E5.1	5263.47	229.82
PRIMER PISO	G5	4711.83	205.74

Los resultados de las extracciones indican que casi todos los elementos tuvieron un gran desempeño sobrepasando la resistencia de diseño, obteniendo como mayor valor 265.11 kg/cm² resaltando que el motivo por el cual se dio este valor es porque la muestra contenía una sección de armadura el cual influye de manera importante la resistencia del elemento, por tal motivo se descarta esta prueba y como menor valor se obtuvo 205.74 kg/cm². El promedio de todos los resultados establece que el hormigón promete gran capacidad y buen estado para un óptimo comportamiento en la estructura.

3.6.1.5.Comparación de resultados entre esclerometría y especímenes de núcleo ensayados a la compresión.

Realizados los ensayos de esclerometría y extracción de núcleos en los elementos estructurales se obtuvieron los resultados comparativos que se muestran en la Tabla 20, resaltando que el ensayo de extracción de núcleos debería tener un porcentaje del 10% de aproximación a los valores de resistencia a la compresión de diseño.

Tabla 20. Resultados de las resistencias en columnas obtenidas mediante los dos estudios;
Fuente: Autores

	EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS	ESCLEROMETRÍA
DESCRIPCIÓN	Kg/cm ²	Kg/cm ²
Resistencia de columna de Segundo Piso	216,35	382,78
Resistencia de columna de Primer Piso	205,74	304,68
Resistencia de viga de Primer Piso	265,11	221,00
Resistencia de columna de Planta Baja	222,21	294,28
Promedio General	227,35	300,69

Se puede observar que la columna de la planta baja tiene una diferencia de 72,07 Kg/cm² entre los dos ensayos, la viga ensayada tiene una diferencia de 44,11 Kg/cm², la columna del primer tiene una diferencia de 98,94 Kg/cm² y la columna del segundo piso una diferencia de 166,43 la cual tiene la mayor variación entre los elementos ensayados.

En la Tabla 21 se observa la diferencia entre los resultados de los ambos ensayos.

Tabla 21. Resultados y diferencia entre la esclerometría y extracción de núcleo;
Fuente: Autores.

EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS	ESCLEROMETRÍA	DIFERENCIA	MARGEN DE DIFERENCIA
Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	%
227,35	300,69	73,34	32,25

Trabajando con un hormigón de diseño de 210 Kg/cm² el ensayo de extracción de núcleos es el que menor valor mostró siendo este 227,35 Kg/cm² con un 8,26% de diferencia y el estudio de esclerometría dio un valor de 300,69 Kg/cm² con un 42,37% de diferencia.

Se observa que la diferencia entre los ensayos de extracción de núcleos y de esclerometría es considerable teniendo como porcentaje 32,25% lo cual se aleja del 10% que debe haber

entre ambos estudios.

Considerando los valores obtenidos entre las extracciones de núcleos y la esclerometría se puede establecer que los valores más confiables serán el promedio de los resultados de las extracciones por lo que la resistencia cilíndrica del hormigón que se utilizará en el modelo matemático será la misma que la del diseño que es $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.

3.6.2. Escaneo estructural y análisis de corrosión del acero

Este ensayo permite conocer la ubicación y el diámetro de las varillas, como también el potencial de corrosión existente en los elementos estructurales endurecidos, ver Tabla 22. Este procedimiento se realiza antes de hacer el ensayo de extracción de núcleos con la finalidad de no cortar las varillas de acero estructural, ver Figura 45.



Figura 45. Escaneo estructural; a) Escaneo en columnas; b) Escaneo en vigas; Fuente: Autores
Tabla 22. Resultados de escaneo estructural y potencial de corrosión. Fuente: Autores.

Nivel	Tipo de Elemento	Ubicación	Dimensión del Elemento	Estructura de Columna	Cuantía de Acero	Corrosión
Planta Baja	COLUMNA	E5	35 x 55	12Φ20mm EΦ10mm @10-15-10 cm	0,01958395	Bajo
Planta Baja	VIGA	E4-E5	30 x 45	4Φ18mm 4Φ20mm EΦ10mm @10-15-10 cm	0,00842412	Bajo
Planta Alta 1	COLUMNA	G5	35 x 55	12Φ20mm EΦ10mm @10-15-10 cm	0,01958395	Regular
Planta Alta 2	COLUMNA	D4	35 x 55	12Φ20mm EΦ10mm @10-15-10 cm	0,01958395	Bajo

3.6.3. Ensayo de Fenolftaleína

Este ensayo se lo realizó a los elementos estructurales que se les hizo extracción de núcleos, utilizando fenolftaleína, un elemento químico que determina si el PH del hormigón se encuentra o no carbonatado. Los elementos que reaccionan al químico toman un color rosa-fuccia-intenso brillante ver en Figura 46, esto indica que el hormigón no está carbonatado, si el químico no reacciona indica que el hormigón está carbonatado.



Figura 46. Ensayo con fenolftaleína; Fuente: Autores.

Los resultados en la Tabla 23 muestran que el hormigón de los elementos estudiados se

encuentra con el PH carbonatado, con esto se sabe que en la actualidad el hierro presenta corrosión.

Tabla 23. Resultados de la prueba de carbonatación.

Nivel	Tipo de Elemento	Ubicación	Estado de carbonatación del hormigón
Planta Baja	COLUMNA	E5	Presenta Carbonatación
Planta Baja	VIGA	E4-E5	Presenta Carbonatación
Planta Alta 1	COLUMNA	G5	Presenta Carbonatación
Planta Alta 2	COLUMNA	D4	Presenta Carbonatación

3.7. Ensayo de vibraciones ambientales.

Mediante el uso del acelerómetro, ubicado en la parte superior de la estructura, en su centro de gravedad, se obtuvieron valores en los ejes X, Y, Z de la aceleración, durante un lapso de 10 minutos. Cabe destacar que el resultado del periodo fundamental se debe obtener mediante el filtrado de señales obtenidas con el acelerómetro los cuales descarta valores que sobrepasan el rango medio. Esto se debe que el aparato es muy sensible lo cual hace que tome valores de los alrededores sea del tránsito, ruidos, caminar de las personas, etc.

El programa para filtrar las señales se llama SeismoSignal. Mediante la aplicación de este programa y con los datos obtenidos del acelerómetro se obtuvo el periodo fundamental de la estructura, $T=0.305$ seg. Este periodo de vibración será comparado con el periodo de vibración del modelo matemático de ETABS.

3.8. Cálculo del ancho equivalente de la mampostería.

Para el cálculo del ancho equivalente de la mampostería, se utilizó una programación en Excel con la metodología de los autores Paulay y Priestley de 1992, que de acuerdo con sus investigaciones se puede utilizar para considerar el aporte de rigidez de la mampostería en la rigidez global de la estructura. Dicha programación se puede observar en el Anexo 4 *“Cálculo de diagonales de mampostería”*.

3.9. Modelo Matemático del edificio.

El modelado de la estructura se la realizara a través del software comercial ETABS V16.2.1. (ver anexo 2), donde se realizó los análisis lineal estático y análisis lineal dinámico que se encuentran establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE, 2015), en el módulo de riesgo sísmico, evaluación y rehabilitación de estructuras.

3.9.1. Descripción de distribución los elementos.

Se ha establecido un edificio de estructura regular destinado a uso de escuela, el cual consta de 3 niveles, exceptuando el último nivel que es una losa accesible sin uso exclusivo.

Se trata de una construcción cuyo material predominante es hormigón, con resistencia característica a la compresión a los 28 días de 210 Kg/cm². Se ha dispuesto que todos los niveles tengan 3.20m de altura.

La estructuración está basada en columnas y vigas peraltadas de hormigón armado que constituyen el sistema aporticado; en el centro de la construcción existe una abertura que sirve para dar luz natural a cada piso.

En la Tabla 24 se establecen las dimensiones de los elementos estructurales, distribuidos como se aprecian en los planos arquitectónicos. Las columnas son de dos tipos, que conservan las mismas secciones en todos los niveles; las vigas son de tres tipos, que

conservan las mismas secciones en todos los niveles; el sistema de piso está conformado por losas aligeradas de hormigón armado de espesor de 20 cm, y se puede observar en los planos que el área de circulación está armada en dos direcciones, mientras que el área restante se encuentra armada en una dirección, conservándose esta configuración en las tres losas del edificio.

Tabla 24. Dimensiones de los elementos estructurales del edificio.

Distribución	Columnas (cm)	Vigas (cm)		Losas (cm)
Planta Baja Planta 1 Planta 2	35x35 35x55	Perimetrales	30x35	20
		Centrales transversales	30x60	
		Centrales Longitudinales	30x45	

3.9.2. Propiedades mecánicas de los materiales

Como se indicó en el apartado anterior, se trabajará únicamente con hormigón armado, cuyas propiedades se muestran a continuación:

a) Hormigón

Nombre del Material: Hormigón 210

Peso Específico: $\gamma_m = 2400 \text{ Kg/m}^3$

Resistencia a compresión: $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de Poisson: 0.2

Módulo de Elasticidad: Para la determinación del Módulo de Elasticidad el ACI-318 recomienda emplear la expresión $E_c = 15000\sqrt{f'c}$, sin embargo, este valor no representa la realidad de nuestro país, debido a que no se le da un adecuado seguimiento a la calidad de los materiales. Alvarado & Pinargote (2018), recomiendan utilizar para la ciudad de Manta la siguiente ecuación $E_c = 12000\sqrt{f'c}$.

$$E_c = 173896,521 \text{ Kg/cm}^2$$

Módulo de Corte: El módulo de corte, G_c se calcula mediante la siguiente relación y es determinada automáticamente por el programa.

$$G_c = \frac{E}{2(\nu+1)} \text{ kg/cm}^2 \quad (10)$$

$$G_c = 75456,88 \text{ Kg/cm}^2$$

3.9.3. Propiedades de los materiales, datos ingresados en ETABS V16.2.1.

En la Figura 47 se observa los datos ingresados en ETABS V16.2.1.

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/m³

Mass per Unit Volume: kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/cm²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/cm²

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Figura 47. Definición de las propiedades del Hormigón;
Fuente: ETABS (Autores).

b) Acero de Refuerzo

Para todos los elementos estructurales se emplea un $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Módulo de Elasticidad del Acero $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$.

En la Figura 48 se observa los datos ingresados en ETABS V16.2.1.

Material Property Data

General Data

Material Name: Fy 4200

Material Type: Steel

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7850 kg/m³

Mass per Unit Volume: 7850 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2100000 kgf/cm²

Poisson's Ratio, U: 0,3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,0000117 1/C

Shear Modulus, G: 807692,31 kgf/cm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...

Time Dependent Properties...

OK Cancel

Figura 48. Definición de las propiedades del Acero de Refuerzo;
Fuente: ETABS (Autores).

c) *Mampostería, modelo de Paulay y Priestley.*

Para la mampostería se utilizó una resistencia de mampostería de $f'_m=20\text{kg/cm}^2$.

Módulo de elasticidad de la mampostería según los autores (Paulay & Priestley, 1992),
 $E'_m= 15000 \text{ kg/cm}^2$.

En la Figura 49 se observa los datos ingresados en ETABS V16.2.1.

Material Property Data

General Data

Material Name: Mampostería Pau&Pri

Material Type: Masonry

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Color Selection] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0 kg/m³

Mass per Unit Volume: 0 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 15000 kg/cm²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000081 1/C

Shear Modulus, G: 6250 kg/cm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

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

OK Cancel

Figura 49. Definición de las propiedades de diagonales de mampostería;
Fuente: ETABS (Autores).

3.9.4. Propiedades Geométricas de los Elementos Estructurales ingresados en ETABS V16.2.1.

a) Columnas.

Para las Columnas se trabaja con el concepto de inercias agrietadas de $0.8 \cdot I$, se utilizó elementos tipo “frame”; en la Figura 50 se muestra los datos usados para la asignación.

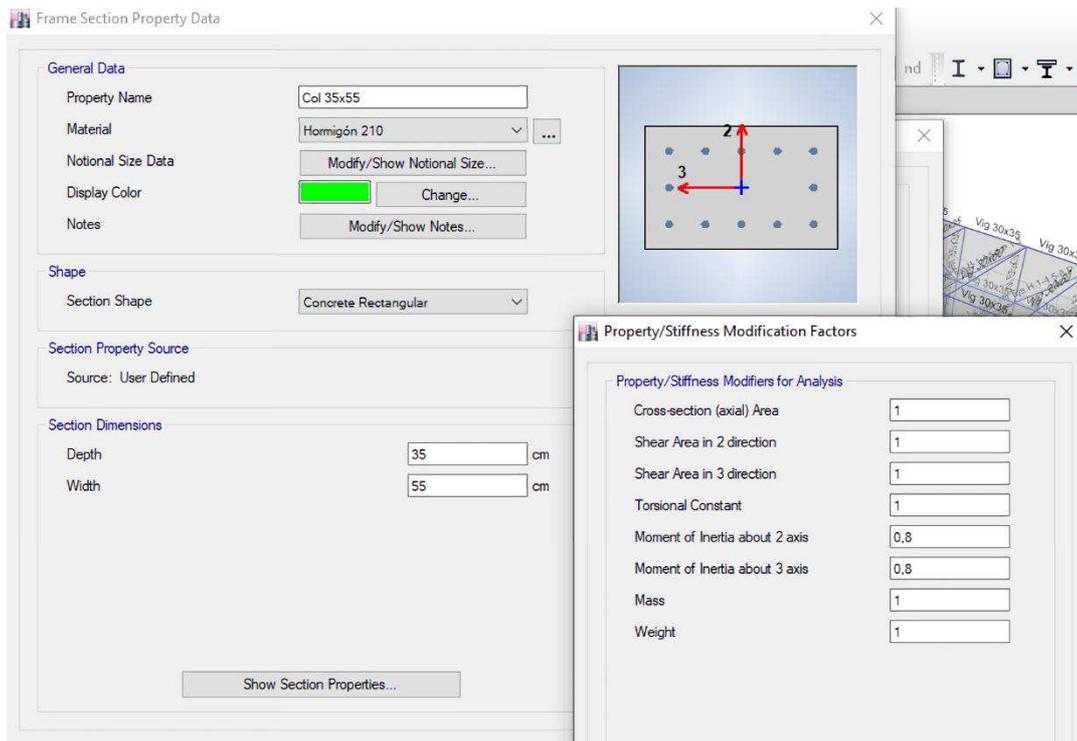


Figura 50. Asignación de propiedades geométricas, columna;
Fuente: ETABS (Autores).

b) Vigas.

Para las Vigas se trabaja con el concepto de inercias agrietadas de $0.5 \cdot I$, se utilizó elementos tipo “frame”; en la Figura 51 se muestra los detalles usados para la asignación.

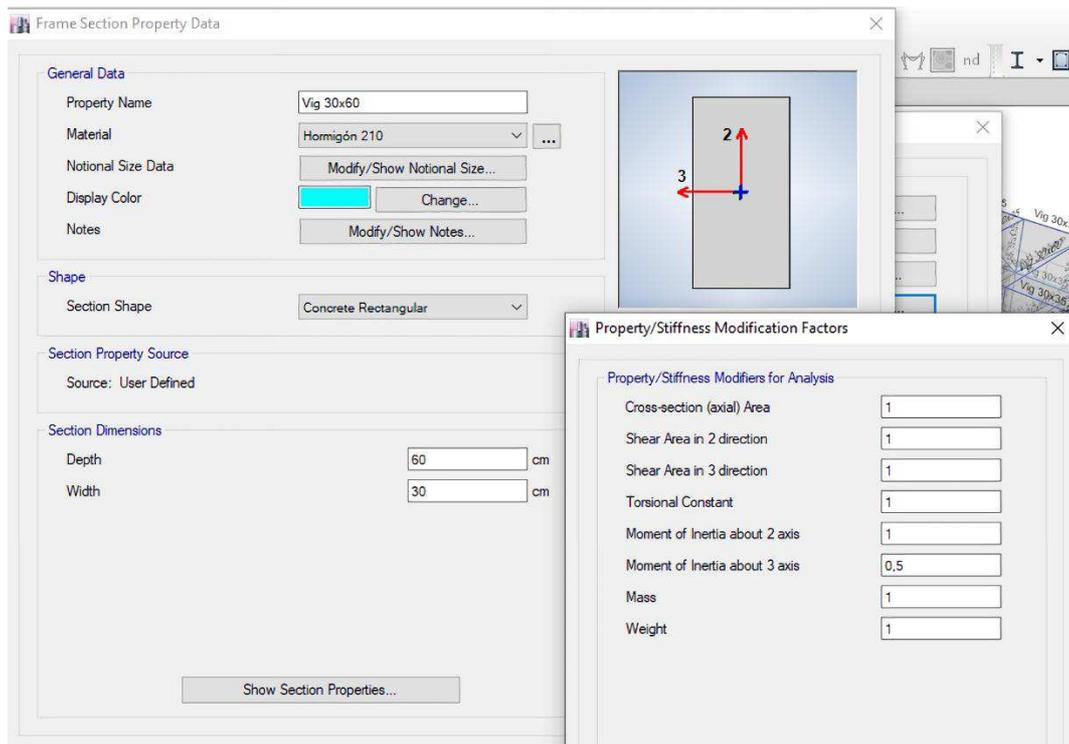


Figura 51. Asignación de propiedades geométricas, vigas; Fuente: ETABS (Autores).

c) Losas aligeradas.

Para las Losas aligeradas en una y en dos direcciones, se utilizó elementos tipo “Shell Think”; en las Figuras 52 y 53, se muestran los detalles usados para la asignación.

Slab Property Data

General Data

Property Name:

Slab Material:

Notional Size Data:

Modeling Type:

Modifiers (Currently Default):

Display Color:

Property Notes:

Property Data

Type:

Overall Depth: cm

Slab Thickness: cm

Stem Width at Top: cm

Stem Width at Bottom: cm

Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction): cm

Rib Direction is Parallel to:

Figura 52. Asignación de propiedades geométricas de Losa Unidireccional;
Fuente: ETABS (Autores).

Slab Property Data

General Data

Property Name:

Slab Material:

Notional Size Data:

Modeling Type:

Modifiers (Currently Default):

Display Color:

Property Notes:

Property Data

Type:

Overall Depth: cm

Slab Thickness: cm

Stem Width at Top: cm

Stem Width at Bottom: cm

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis: cm

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis: cm

Figura 53. Asignación de propiedades geométricas de Losa Bidireccional;
Fuente: ETABS (Autores).

d) *Diagonales de mampostería.*

Para las diagonales se trabaja con el concepto de los autores Paulay & Priestley que usan un módulo de elasticidad para la mampostería $E'm$: 15000 kg/cm² y una resistencia a la compresión $F'm$: 20 kg/cm²; en la Figura 54 se muestra los detalles usados para la asignación.

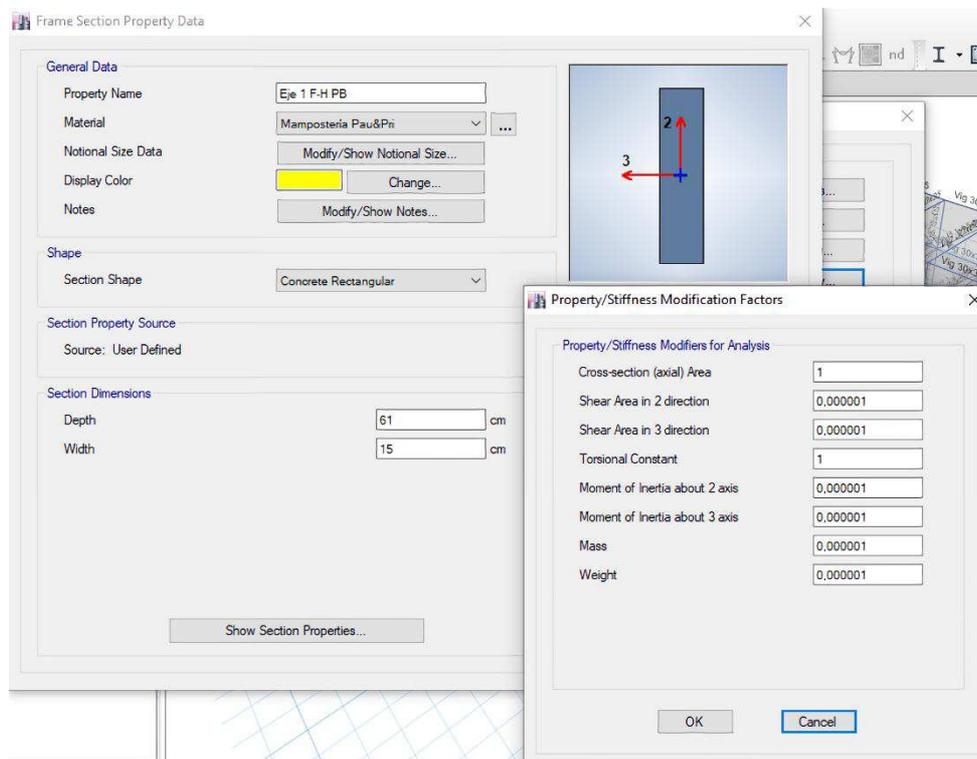


Figura 54. Asignación de propiedades geométricas, diagonales de mampostería;
Fuente: ETABS (Autores).

3.9.5. Definición y asignación de patrones de carga.

Para la evaluación se toma en cuenta la creación de los tipos de carga que actuarán en el edificio que se definen mediante patrones de carga, teniendo en cuenta los parámetros de la norma NEC-SE-CG-2015 los patrones de carga que crearemos son los siguientes:

- **Peso Propio:** Lo proporciona y calcula el programa, llevará como nombre “Peso Propio” y será del Tipo “Dead”; no se asignará carga con este patrón
- **Carga Muerta:** Proporcionado por el peso de elementos y materiales que forman parte del edificio observar Tabla 25, tales como: muros, paredes, recubrimientos,

instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura su nombre será “SCP” y será del Tipo “Super Dead”.

Tabla 25. Carga muerta del edificio; Fuente: Autores.

ELEMENTO	CÁLCULO	CARGA (Tn/m ²)
Enlucido y Masillado	(1m) (1m) (0.04m) (2.2Tn/m ³)	0.088
Acabado de Piso	(1m) (1m) (0.02m) (2.2Tn/m ³)	0.044
Paredes (estimado)		0.17
Instalaciones Eléctricas (estimado)		0.013
Instalaciones Sanitarias(estimado)		0.015
Peso Acabados Pisos 1-2	0.088+0.044+0.17+0.013+0.015	0.33
Peso Piso 3		0.10

- **Carga Viva:** Esta dado por los componentes móviles en el edificio, tales como, escritorios, mesas y sillas, estantes, mostradores, nosotros, etc. Su nombre será “CV” y será del Tipo “Live”, a continuación, observe la Tabla 26.

Tabla 26. Carga Viva del edificio; Fuente: Autores.

OCUPACIÓN O USO: UNIDADES EDUCATIVAS	CARGA UNIFORME (Tn/m ²)
Aulas	0.20
Corredores de Segundo Piso	0.40
Corredores de Primer Piso	0.48
Losa accesible	0.10

- **Carga Sísmica Estática X & Y:** Representa la fuerza inercial horizontal producida por el peso total del edificio, calculado de acuerdo la normativa o código de diseño de cada país. Su nombre será “Sismo X” y “Sismo Y” y será del Tipo “Seismic”.

Entonces se definieron los patrones de carga de acuerdo al tipo definido anteriormente. La

Figura 55 muestra los patrones de carga creados.

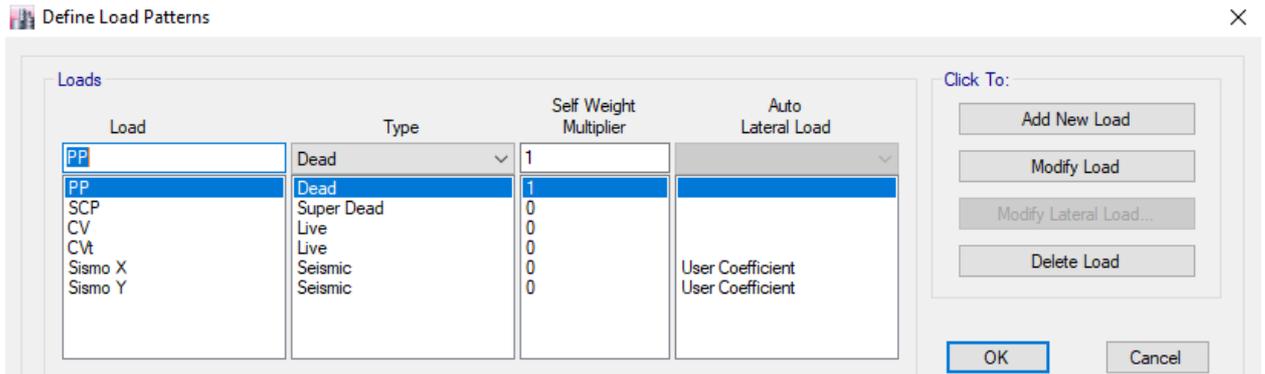


Figura 55. Patrones de Carga; Fuente: Autores.

3.9.6. Combinaciones de Carga.

Se utilizan las combinaciones para rehabilitación de estructuras planteadas en la normativa NEC-SE-RE-2015:

- **Combinación 1:** $U=1.1 D + 0.275L + SX+$
- **Combinación 2:** $U=1.1 D + 0.275L + SX-$
- **Combinación 3:** $U=1.1 D + 0.275L + SY+$
- **Combinación 4:** $U=1.1 D + 0.275L + SY-$
- **Combinación 5:** $U=0.9 D + 0.275L + SX+$
- **Combinación 6:** $U=0.9 D + 0.275L + SX-$
- **Combinación 7:** $U=0.9 D + 0.275L + SY+$
- **Combinación 8:** $U=0.9 D + 0.275L + SY-$
- **Combinación 9:** $U=1.1 D + 0.275L + RS SX+$
- **Combinación 10:** $U=1.1 D + 0.275L + RS SY-$
- **Combinación 11:** $U=0.9 D + 0.275L + RS SX+$
- **Combinación 12:** $U=0.9 D + 0.275L + RS SY-$

Dónde:

D: Carga permanente.

SX: Carga de sismo en el sentido X.

SY: Carga de sismo en el sentido Y.

L: Carga viva.

RS SX: Respuesta espectral en el sentido X.

RS SY: Respuesta espectral en el sentido Y.

Tanto para el análisis estático como para el análisis dinámico se emplean envolventes, en el modelo matemático se determinan los valores correspondientes a las combinaciones de cargas que arrojan los resultados más críticos, así la envolvente para el análisis estático de la estructura abarca las 8 primeras combinaciones de carga, mientras que la envolvente dinámica está constituida por las 4 últimas combinaciones de carga registradas anteriormente.

3.9.7. Aplicación de los niveles de desempeño sísmico del ASCE/SEI 41-13.

3.9.7.1. Nivel 1: Procedimiento de detección Detención

Una vez realizada la fase de inspección de la norma, fueron identificadas las siguientes deficiencias en los criterios estructurales, no estructurales.

1. Irregularidad en planta.
2. Torsión en planta

Al encontrarse falencias en la evaluación realizada de nivel 1 se procede a realizar la fase de evaluación nivel 2 solo para deficiencias.

3.9.7.2. Nivel 2. Procedimiento de evaluación basado en deficiencia

Se realiza una evaluación de nivel 2 solo para deficiencias encontradas en el nivel 1, en vista que la edificación no presenta patologías visibles que pongan en peligro la vida de los ocupantes, pero con el fin de mitigar los efectos de los esfuerzos aplicados sobre esta.

3.9.7.2.1. Regularidad/Irregularidad en planta.

Para determinar la irregularidad en planta, se utilizaron parámetros de configuración estructural que describen las tipologías de irregularidades que se pueden presentar en las estructuras.

- **Tipo 1. Irregularidad torsional**

$$\phi_p = 0.9$$

$$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$$

- **Tipo 2. Retrocesos excesivos en las esquinas**

$$\phi_p = 0.9$$

$$A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D$$

- **Tipo 3. Discontinuidades en el sistema de piso**

$$\phi_p = 0.9$$

a) $CxD > 0.5 AxB$

b) $[CxD + CxE] > 0.5 AxB$

- **Tipo 4. Ejes estructurales no paralelos**

$$\phi_p = 0.9$$

Se determinó que el edificio de la Facultad de Informática presenta irregularidad Tipo 2 (Retrocesos excesivos en las esquinas).

Donde:

$$A = 7.0\text{m}$$

$$B = 26.3\text{m}$$

$$C = 17.5\text{m}$$

$$D = 24.5\text{m}$$

$$7.0 > 0.15(26.3)$$

$$17.5 > 0.15(24.5)$$

$$7.0 > 3.95 \text{ (Ok)}$$

$$17.5 > 3.68 \text{ (Ok)}$$

Por lo tanto, se tiene un coeficiente en planta $\phi_p = 0.9$

3.9.7.2.2. Regularidad/Irregularidad en elevación.

Para determinar la irregularidad en planta, se utilizaron parámetros de configuración estructural que describen las tipologías de irregularidades que se pueden presentar en las estructuras.

- Tipo 1. Piso Flexible
- Tipo 2. Distribución de masa
- Tipo 3. Irregularidad Geométrica

En el edificio en estudio no se encontró ningún tipo de irregularidad en elevación por lo que tenemos $\phi_e = 1$

3.9.7.2.3. Chequeo de Torsión en Planta.

De acuerdo con la NEC 2015, el edificio de la Facultad de Informática no presenta torsión en planta cuando está bajo la acción del sismo en dirección X, mientras que en la dirección Y sí presenta torsión en planta bajo la acción del sismo en dirección Y.

En la Tabla 27 se puede observar que debido a la acción del sismo en dirección X, en todos los pisos se cumple que la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada, incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es menor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia, lo cual refleja que no existe torsión en planta.

En la Tabla 28 se puede observar que sí hay torsión en planta debido a la acción del sismo en dirección Y, porque la relación es mayor que 1.2.

Tabla 27. Verificación de torsión en planta, según NEC 2015, mediante el análisis dinámico modal espectral, Sismo en dirección X; Fuente: Autores

Nivel k	Eje H	Eje A			
	db1 ₀ = 0.00	db2 ₀ = 0.00			
1	db1 ₁ = 2.98	db2 ₁ = 3.16			
	Δb1 ₁ = 2.98	Δb2 ₁ = 3.16	Δm ₁ = 3.07	Δb _{1max} /Δm ₁ = 1.03	
2	db1 ₂ = 5.96	db2 ₂ = 6.25			
	Δb1 ₂ = 2.98	Δb2 ₂ = 3.09	Δm ₂ = 3.03	Δb _{2max} /Δm ₂ = 1.02	
3	db1 ₃ = 7.48	db2 ₃ = 7.82			
	Δb1 ₃ = 1.52	Δb2 ₃ = 1.57	Δm ₃ = 1.54	Δb _{3max} /Δm ₃ = 1.02	

Tabla 28. Verificación de torsión en planta, según NEC 2015, mediante el análisis dinámico modal espectral, Sismo en dirección Y; Fuente: Autores

Nivel k	Eje 8	Eje 1			
	db1 ₀ = 0.00	db2 ₀ = 0.00			
1	db1 ₁ = 3.44	db2 ₁ = 2.01			
	Δb1 ₁ = 3.44	Δb2 ₁ = 2.01	Δm ₁ = 2.72	Δb _{1max} /Δm ₁ = 1.26	
2	db1 ₂ = 6.76	db2 ₂ = 4.04			
	Δb1 ₂ = 3.32	Δb2 ₂ = 2.04	Δm ₂ = 2.68	Δb _{2max} /Δm ₂ = 1.24	
3	db1 ₃ = 8.39	db2 ₃ = 5.08			
	Δb1 ₃ = 1.63	Δb2 ₃ = 1.04	Δm ₃ = 1.33	Δb _{3max} /Δm ₃ = 1.22	

3.9.8. Incorporación del espectro de diseño.

La incorporación del Espectro de Diseño obedece estrictamente al uso de los factores indicados en la Tabla 29 para perfil de suelo tipo D, el factor de zona sísmica Z que permite graficar valores de pseudo-aceleración para un determinado periodo de vibración T de la estructura, empleando las siguientes relaciones:

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

$$S_a = \eta Z F_a (T_c/T)^r \text{ para } T > T_c$$

En este caso en particular se consideran los siguientes parámetros, mostrados es la Tabla 29.

Tabla 29. Coeficientes del Espectro de Diseño; Fuente: Autores.

Parámetro	Descripción	Valor
E	Amortiguamiento	0.05
Z	Zona Sísmica	0.5
R	Factor suelo tipo D	1
H	Factor	1.8
Sa	Aceleración Espectral Elástica para diseño	1.008
Parámetro	Descripción	Valor
I	Factor de Importancia	1.3
Fa	Coeficiente de perfil de suelo	1.12
Fd	Coeficiente de perfil de suelo	1.11
Fs	Coeficiente de perfil de suelo	1.4
R	Factor de Reducción de Respuesta Estructural	8
ϕ_p	Factor de Configuración Estructural en Planta	0,9
ϕ_e	Factor de Configuración Estructural en Elevación	1

Se ingresan los datos necesarios en el programa ETABS V16.2.1 para que el Espectro de diseño se genere, el cual trae incorporado el capítulo de peligro sísmico de la NEC-15, lo cual se lo muestra en la Figura 56.

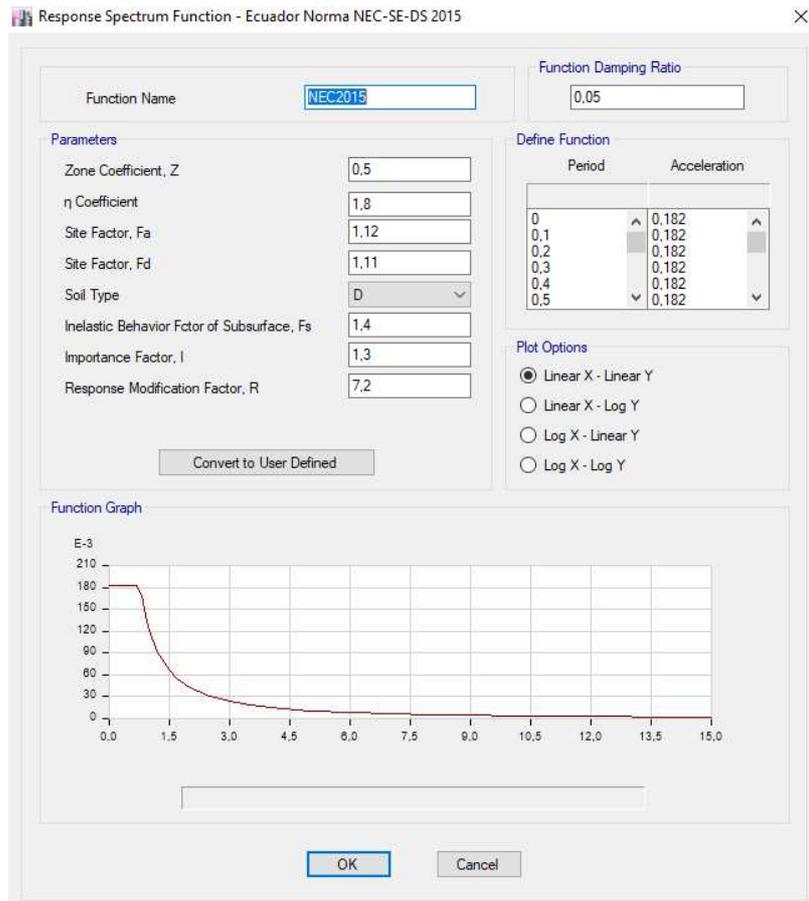


Figura 56. Determinación del espectro de diseño;
Fuente: ETABS (Autores).

3.9.9. Carga Reactiva W

La carga reactiva W es la sumatoria del peso de cada piso o peso total de la estructura.

Ver Tabla 30.

Tabla 30. Carga reactiva W; Fuente: Autores.

PISO	W
	Tn
P3	275,871
P2	439,503
P1	441,957
TOTAL	1157,331

3.9.10. Cálculo del cortante estático en la base

El Cortante estático en la Base, V, del Edificio, es calculado mediante la aplicación de la expresión que mostramos a continuación.

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_e} * W \quad (11)$$

Donde:

$$C = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_e} \quad (12)$$

Usando valores de la Tabla 29 se obtiene.

$$C = \frac{1.3 * 1.008}{8 * 0.9 * 1}$$

Por lo tanto $C = 0.182$, este dato se ingresa en la ventana “Define Load Patterns” (55), ingresando el valor calculado en Base Shear Coefficient, C, así como muestra la Figura 57. K, es un coeficiente para la distribución de las fuerzas de sismos en los centros de masas de los pisos de la estructura.

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum (w_i h_i^k)} V_B \quad (13)$$

El coeficiente k está relacionado con el periodo de vibración de la estructura, se evalúa de la siguiente manera:

Para valores de $T \leq 0.5$ seg, $k=1$

Para valores $0.5 \text{ seg} \leq T \leq 2.5$ seg, $k=0.75+0.50T$

Para valores $T > 2.5$ seg, $k=2$

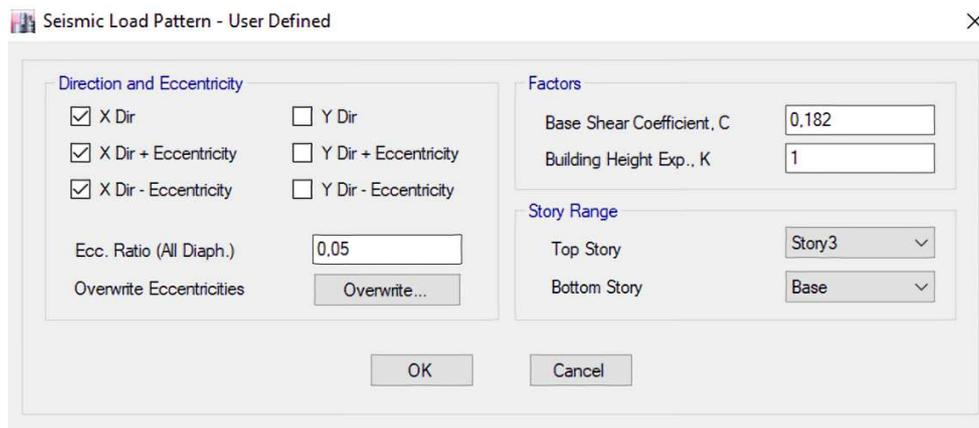


Figura 57. Ingreso de coeficientes C y K;
Fuente: ETABS (Autores).

Aplicando la fórmula de Cortante Basal se obtiene como resultado de:

$$V = 0.182 * W$$

Donde:

$$W = 1157,331 T$$

a) Cortante Basal en sentido X.

$$V_X = 0.182 * 1157,331 T$$

$$V_X = 210,634 T$$

b) Cortante Basal en sentido Y.

$$V_Y = 0.182 * 1157,331 T$$

$$V_Y = 210,634 T$$

3.9.11. Calibrado del Cortante basal dinámico en ETABS V16.2.1

Se calibra en el programa aplicando los lineamientos de la NEC-15, la cual dice que el valor del cortante dinámico total en la base obtenida por cualquier método de análisis dinámico, no

debe ser:

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

a) Cortante Basal en sentido X.

$$V_E = 210,634 T$$

$$V_D = 188,262 T$$

$$V_D > 0,85 * V_E$$

$$V_D > 179,03 T$$

$$188,262 T > 179,03 T \quad (\text{CUMPLE})$$

b) Cortante Basal en sentido X.

$$V_E = 210,634 T$$

$$V_D = 188,262 T$$

$$V_D > 0,85 * V_E$$

$$V_D > 179,03 T$$

$$176,93 T < 179,03 T \quad (\text{NO CUMPLE})$$

Para calibrar el cortante basal se utiliza un factor de corrección que se obtiene de la siguiente expresión:

$$F_c = 0,85 * \frac{V_E}{V_D} \quad (14)$$

$$F_c = 0,85 * \frac{210,634 T}{176,93 T}$$

$$F_c = 1,012$$

Calibración del Cortante Basal en sentido Y.

$$V_{DY} = F_c * V_D$$

$$V_{DY} = 1,012 * 176,93 T$$

$$V_{DY} = 179,54 T$$

$$V_{DY} > 179,03 T$$

$$179,54 T > 179,03 T \quad (\text{CUMPLE})$$

3.10. Análisis de resultados

3.10.1. Periodo de Vibración

Los períodos de vibración se calcularon de con tres métodos, obteniendo resultados similares que cumplen con lo permitido por la NEC-SE-DS-2015.

Método 1: método a aproximado de la NEC-SE-DS-2015, permite determinar el periodo de vibración de una estructura mediante la expresión:

$$T = Ct * hn^{\alpha} \quad (15)$$

Ct = 0.055, $\alpha = 0.90$ y hn = 9.60m

Método 2: Mediante equipos que miden vibración ambiental (acelerómetro).

Método 3: Mediante un análisis modal realizado en el programa ETABS V16.2.1

En la Tabla 31 se observa el resultado de los tres métodos utilizados.

Tabla 31. Periodos de vibración de la estructura; Fuente: Autores.

Método	Periodo de Vibración (seg)
1	0.421
2	0.305
3	0.344

3.10.2. Control de derivas de piso

El control de las derivas de piso se la realiza para controlar el daño que se puede producir en una estructura por desplazamientos excesivos.

En la Figura 58 se muestran las debidas máximas (derivadas elásticas) en los pórticos X y Y debido al sismo. El valor Drift en X=0.00986 y Drift en Y=0.001075 se los reemplaza en la siguiente ecuación para obtener la deriva inelástica que tiene que ser menor que el 2%.

$$\Delta_{ine.} = 0.75 * R * Drift \quad (16)$$

De la ecuación anterior se obtiene:

Para el caso de la dirección X, R= 7.2, debido a que se afectó por el coeficiente de irregularidad en planta $\phi_p = 0.9$. Pero para la dirección Y además está afectado por el factor de corrección de cortante basal dinámico $F_c = 1.012$

- $\Delta_x = 0.75 * 8 * 0.9 * 0.000986 * 100 = 0,532\%$

- $\Delta y = 0.75 * 8 * 0.9 / 1.012 * 0.001075 * 100 = 0,574\%$

Por lo tanto, cumple con la exigencia de la NEC-SE-DS-2015

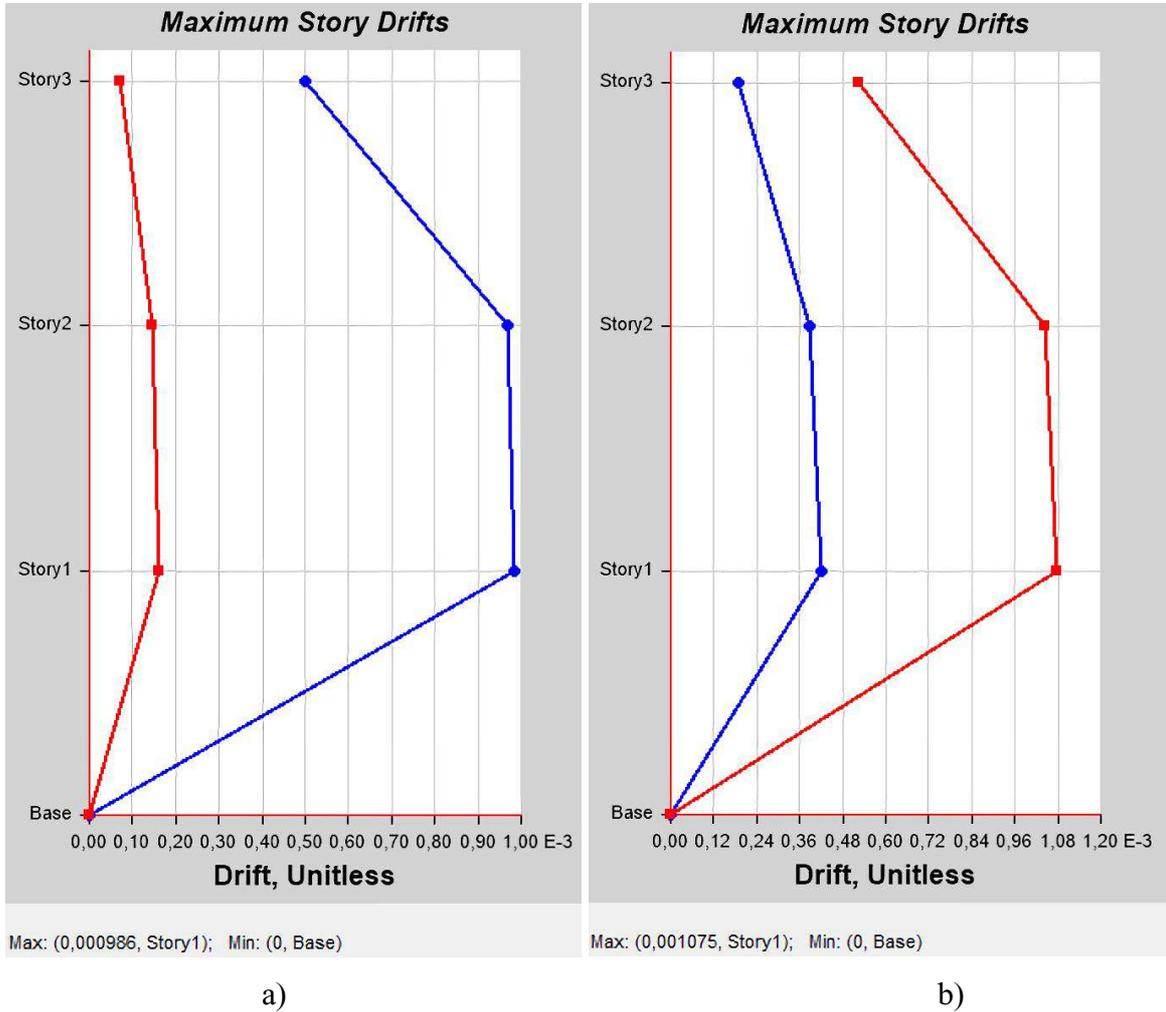


Figura 58. Control de Derivas de piso, a) deriva en X; b) Deriva en Y;
Fuente: ETABS (Autores).

3.10.3. Rigidez de piso.

En la Figura 59 se muestra el control de rigidez por piso, donde se aprecia que las rigideces en ambos sentidos son bastantes cercanas, que la mayor rigidez se encuentra en el piso 1 y va disminuyendo en los demás pisos.

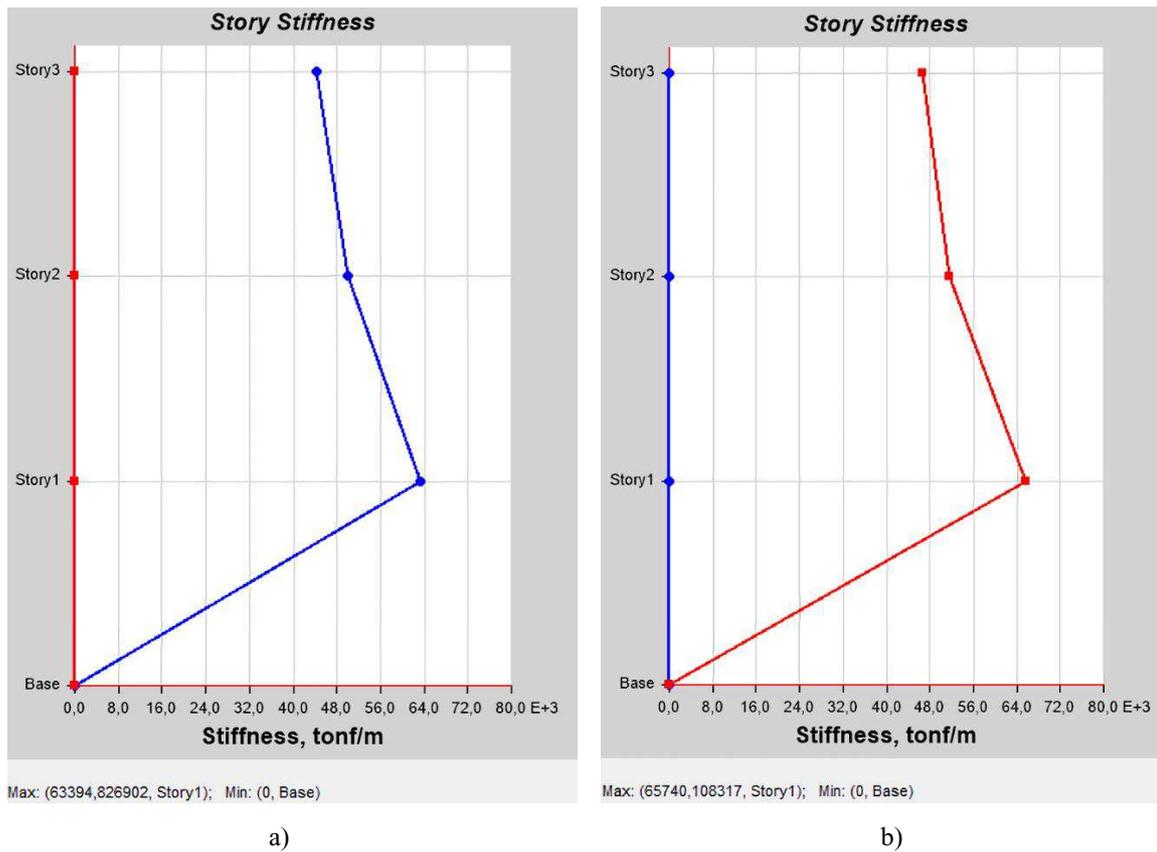


Figura 59. Control de Rigidez de piso; a) Rigidez en X; b) Rigidez en Y;
Fuente: ETABS (Autores).

3.10.4. Participación Modal.

En el modelo matemático de la estructura, se trabajó con tres grados de libertad por planta (modos de vibración), la normativa ecuatoriana exige una participación modal de al menos el 90% de la masa total de la estructura.

En la Figura 60 se observan las relaciones de masas modales participativas en los modos y periodos de vibración de la estructura.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0,344	0,887	0,0013	0	0,887	0,0013	0	0,0002	0,1412	0,0009	0,0002	0,1412	0,0009
Modal	2	0,325	0,0019	0,8076	0	0,8889	0,8089	0	0,1273	0,0003	0,0818	0,1275	0,1415	0,0827
Modal	3	0,277	0,0003	0,0799	0	0,8892	0,8888	0	0,0143	2,752E-05	0,8177	0,1418	0,1415	0,9004
Modal	4	0,117	0,0904	0,0002	0	0,9796	0,889	0	0,0019	0,8113	4,367E-05	0,1438	0,9528	0,9004
Modal	5	0,113	0,0002	0,0841	0	0,9799	0,9731	0	0,7528	0,0021	0,0053	0,8966	0,955	0,9058
Modal	6	0,097	6,59E-06	0,0071	0	0,9799	0,9802	0	0,0617	1,127E-05	0,0778	0,9583	0,955	0,9836
Modal	7	0,074	0,0173	0,0026	0	0,9972	0,9828	0	0,0055	0,0388	0,0001	0,9638	0,9938	0,9837
Modal	8	0,074	0,0028	0,0161	0	1	0,9989	0	0,0342	0,0062	0,0008	0,9979	1	0,9845
Modal	9	0,065	0	0,0011	0	1	1	0	0,0021	6,896E-07	0,0155	1	1	1

Figura 60. Modos de vibración y participación modal de las masas de la estructura;
Fuente: ETABS (Autores).

3.10.5. Parámetro H/T.

De acuerdo con la clasificación descrita en el capítulo 2 según Guendelman & Lindenberg (2017). El edificio de la Facultad de Ingeniería con los siguientes datos:

H=9.60 m

T=0.344 seg

$$\frac{H}{T} = 27,91$$

20 < H/T < 40 Flexible

CAPITULO IV

4.1.Conclusiones

- Con la aplicación de la metodología FEMA P-154 se comprueba que el edificio de la Facultad de Informática tuvo daños en mampostería y que presenta irregularidad en planta, la evaluación calculada mediante el análisis estructural lineal dio como resultado que el edificio presenta torsión en planta debido a la acción sísmica en dirección Y, lo cual indica que la estructura es vulnerable ante un evento sísmico y es necesario un reforzamiento estructural.
- Los ensayos realizados a los especímenes de núcleos de hormigón determinaron un promedio de resistencia a la compresión de $f'c=214,77 \text{ kg/cm}^2$, que es igual a la resistencia de diseño del edificio $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, por lo que se utilizó este último valor en el modelo estructural.
- El estudio de refracción sísmica realizado en los predios de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí determinó que la Facultad de Informática se encuentra en un Perfil de suelo Tipo D. Perfil de suelo rígido con velocidad de onda de corte ($360\text{m/s} > V_s \geq 10\text{m/s}$)
- Los métodos utilizados para calcular el periodo de la estructura dieron resultados aproximados, método de la NEC-15 cuyo resultado es de $T=0.421 \text{ seg}$; método de vibraciones ambientales dio como resultado $T=0.305 \text{ seg}$ y el ultimo método aplicado en el modelo matemático calibrado dio como resultado $T=0.344 \text{ seg}$.
- Los valores de derivas máximas obtenidos en la estructura fueron de $\Delta x =0,532\%$ y $\Delta y =0,574\%$, por lo tanto, se cumple con el requerimiento exigido por la NEC-15.

- El control de rigidez de piso determinó que no existe piso blando o flexible.

4.2.Recomendaciones

- Realizar mantenimiento periódico a los elementos estructurales del edificio de la Facultad de Informática tales como reparación de fisuras, control de grietas y humedad para así evitar la corrosión en las armaduras de los elementos y poder incrementar la durabilidad de la estructura.
- Realizar un reforzamiento estructural al edificio de la Facultad Informática para mejorar la seguridad y cumplir los requerimientos de la Norma Ecuatoriana de Construcción.
- Realizar estudios de vulnerabilidad sísmica a los edificios restantes de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí para conocer su nivel de vulnerabilidad y tomar las decisiones más adecuadas para prevenir probables daños ante eventos sísmicos futuros.

BIBLIOGRAFÍA

- Arevalo, R. M. (2017). Analisis de la vulnerabilidad fisico estructural y funcional en edificaciones publicas y privadas ante el riesgo de inundaciones generadas por el desborde de la quebrada Serrano en el sector urbano de la ciudad de Saposoa. Tarapoto. Obtenido de <http://repositorio.unsm.edu.pe/bitstream/handle/UNSM/2580/CIVIL%20-%20Max%20Henry%20Arevalo%20Reyna.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- ASCE/SEI 41-13. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Obtenido de <http://ASCE/SEI%20-%20sei%2041-13%20Seismic%20Evaluation%20and%20Retrofit%20of%20Existing%20Buildings>.
- Barbat, A. H, Lantada N., Pujades L., Carreño L., Cardona O. (2014). Evaluación del riesgo sísmico de Barcelona,. Madrid.
- Basurto, C. R. (2016). Vulnerabilidad Sismica por Mitigacion de Desastres en el Distrito de San Luis. Lima, Peru. Obtenido de http://cybertesis.urp.edu.pe/bitstream/urp/98/1/basurto_rp.pdf
- Beauperthuy, J. L., & Urich, A. J. (s.f.). El Efecto de Columna Corta. Obtenido de https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci27_el_efecto_de_columna_corta_casos_de_estudios.pdf
- Benjamin, H. J., & Lockhart, C. S. (2011). Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de hormigón armado existente. República Dominicana. Obtenido de <http://www.redalyc.org/pdf/870/87019757004.pdf>
- Benito, B., & Jimenez, M. E. (1999). Peligrosidad Sísmica. *Física de la Tierra*. Obtenido de <https://revistas.ucm.es/index.php/FITE/article/viewFile/FITE9999110013A/12067>
- Caiza Flórez. (2018). Análisis de la Vulnerabilidad y Propuesta de Reforzamiento Sísmico de Estructuras Mixtas de Hormigón-Madera. Aplicación al caso de la Unidad Educativa Juan Montalvo en Sangolquí. Sangolquí.
- Cardona, C. E., Medina, L. G., & Serna, R. D. (2016). *Evaluación de la vulnerabilidad estructural de las edificaciones indispensables del sector educación del grupo III en*

el municipio de Dosquebradas, Risaralda. Pereira. Obtenido de <http://repositorio.unilibrepereira.edu.co:8080/pereira/bitstream/handle/123456789/678/EVALUACION%20DE%20LA%20VULNERABILIDAD%20%20ESTRUCTURAL.pdf?sequence=1>

Carrillo, (2008) ESPE. Incorporación de la Mampostería al Análisis sísmico de las Estructuras. <https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/1617/5/T-ESPE-025410-2.pdf>

Casas, J. (2017). Analisis y diseno estructural de edificio de concreto armado y comparacion de la norma de diseno sismico E030-2006 y la propuesta de norma E030-2014. Piura, Peru. Obtenido de <http://repositorio.unsa.edu.pe/bitstream/handle/UNSA/2417/ICcccaj.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Casillas, B. (2010). Análisis Espectral de Señales.

Ceballos, C. L. (2017). *Analisis de la derivas de pisos y asentamientos producidos por el sismo del 16A a traves del software Etabs con la NEC-15 del edificio Geovanny Soria ubicados en la calle 108 y ave108, del canton Manta, provincia de Manabi.* Manta. Obtenido de <http://repositorio.ulead.edu.ec/handle/123456789/611>

Centro de Investigacion en Gestion Integral de Riesgos. (2009). *Patologias en las Edificaciones.* Obtenido de http://www.chacao.gob.ve/eduriesgo/vulnerabilidad_archivos/04_patologias_en_las_edificaciones.pdf

Corail, J. A. (2007). ACTUALIZACIÓN DE TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES USADAS EN EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO EN CHILE. Santiago de Chile.

Chávez, O. B. (Mayo de 2016). Evaluacion de la Vulnerabilidad Sismica de la Edificaciones de la Ciudad de Quito-Ecuador y riesgo de perdida. Quito. Obtenido de <https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/16537/1/CD-7202.pdf>

Choque, E. (2017). “EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL CENTRO DE SALUD SANTA ROSA DE LA CIUDAD DEL CUSCO ANTE LA ACCION DE UN SISMO SEVERO”. Obtenido de <https://>

- Del Castillo, C. D. (2018). *Reforzamiento Estructural, Presupuesto y Bases Técnicas del Edificio de Parquaderos de la ULEAM*. Escuela de Ingeniería Civil, Manta.
- Departamento de la Tecnología de la Edificación. (2004). *Manual de la Tecnología de la Edificación* (Vol. 1). Madrid, España.
- Dolce, M., Kappos, A., Zuccaro, G., & Coburn, A. (1994). vulnerability and risk analysis,. *Technical Report 10th european conference*, (págs. 3049-3077). Viena.
- Falconí, D. I. (2008). ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS. Obtenido de <https://s3.amazonaws.com/academia.edu.documents/33401821/ANALISISISMICO DEEDIFICIOS>.
- Fuentes, M. D. (2015). Determinacion Hipocentral en 3D de la Sismicidad en la Zona de Subduccion (Centro Ecuador) Registrada en una Red Microsismica. Quito. Obtenido de <https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/10984/1/CD-6354.pdf>
- Giner & Molina. (2001). Sismicidad y Riesgo Sísmico en la C.A.V. Alicante: Copyright.
- Gobierno Autónomo Descentralizado de Manta. (2018). Obtenido de <http://www.Manta.gob.ec/Dirección/de/planteamiento/urbano/GAD-MANTA>.
- Guendelman, T., Lindenberg, J., & Guendelman, M. (1997). Perfil Bio-Sísmico de edificios. Proc. Séptimas jornadas chilenas de sismología e ingeniería antisísmica.
- Herrera et al, R. I. (2014). Metodologías de evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios: un estado del conocimiento. En J. C. Vielma, Contribuciones a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios. España.
- Lavirra, B. J., & Muñoz, Z. D. (2018). *Repositorio Institucional Universidad de Cuenca*. Obtenido de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/31529>
- López, F., Rodríguez, V., Santa Cruz, J., Torreño, I. & Ubeda P., (2004). MANUAL_DE_PATOLOGÍA_DE_LA_EDIFICACIÓN. https://www.academia.edu/35231162/MANUAL_DE_PATOLOG%3%8DA_DE_LA_EDIFICACI%3%93N

- Méndez, H. (2014). Identificación de las propiedades dinámicas de una plataforma marina de perforación basada en el monitoreo de vibraciones. México DF.
- Montani, R. (2014). *INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO*. Obtenido de <http://www.imcyc.com/revista/2000/dic2000/carbonatacion.htm%3E>.
- Moragues, T. A. (2013). Durabilidad de Hormigones en Ambientes Marinos, Calculo de vida en Servicios de Obras Civiles. Madrid, Espana.
- Moreta, V. V. (2015). Evaluacion Estructural mediante el FEMA 154 del NEC y propuesta de reforzamiento del centro educativo Juan Pablo I del D.M.Q. Quito.
- Muñoz, S. C., & Garcia, M. J. (2017). *Diagnostico de la Resistencia Antisismicas del Edificio del Bloque B de la Universidad Laica "Eloy Alfaro" de Manabi Extension Chone*. Chone. Obtenido de <http://repositorio.uleam.edu.ec/handle/123456789/626>
- Muñoz, S. F., & Mendoza, E. C. (2012). *Durabilidad en las Estructuras de concreto Reforzado desde la Perspectiva de la Norma Espanola para Estructuras de Concreto*. Instituto Mexicano del Concreto y Cemento, Mexico, Distrito Federal.
- NERA, N. o. (2014). *Guidelines for designing optimal dynamic monitoring strategies*. Obtenido de http://cdn.knmi.nl/system/data_center_publications/files/000/069/913/original/NERAFinalReport.pdf?1495622059
- Norma Ecuatoriana de la construcción. (2015). Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Obtenido de PELIGRO SÍSMICO-DISEÑO SISMO RESISTENTE: http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wpcontent/uploads/downloads/2015/02/NEC_SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmico-parte-1.pdf
- Paredes, M. J. (2014). Excentricidades y Torsión. Obtenido de https://www.academia.edu/7031155/EXCENRICIDAD_Y_TORSION?auto=download
- Quizhoilema, P. A. (2017). Evaluacion de la vulnerabilidad sismica del edificio de aulas de la facultad de ingenieria de la universidad central del Ecuador, utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construccion (NEC-SE-RE-2015). Quito. Obtenido de

<http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/9608>

Rochel, A. R. (2012). Analisis y diseño sísmico de edificios. Medellín.

Rodríguez et al, L. M. (2017). *A low-cost monitoring platform based on wsn to estimate seismic vulnerability level on existing structures*. Santiago de Chile.

SERGISAI. (s.f.). Aspectos Genereales del Riesgo Sísmico. Obtenido de https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6222/03CAPITULO_2.pdf

Serrano, L.R. (2001). Descripción de las fallas más comunes en estructuras de concreto reforzado y de mampostería. Obtenido de http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/murillo_j_cg/capitulo4.pdf

UCR. (5 de noviembre de 2018). Obtenido de <http://www.lanamme.ucr.ac.cr/sitio-nuevo/images/ensayos/6-estructuras/6.14-6.17.pdf>

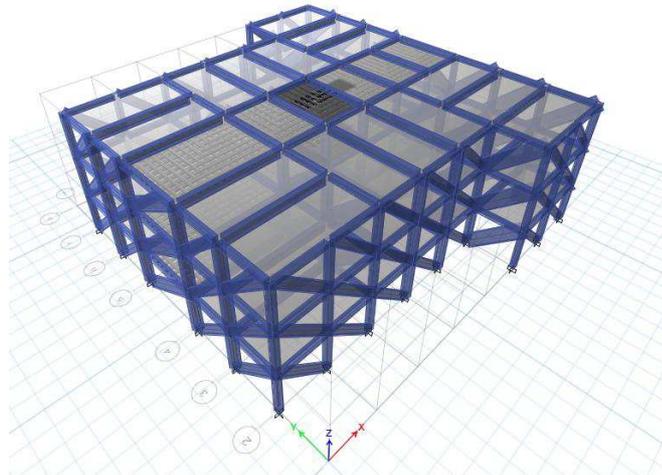
Villagómez, R. L. (21 de 12 de 2016). Repositorio.USFQ. Quito. Obtenido de <http://repositorio.usfq.edu.ec/bitstream/23000/5986/1/129201.pdf>

Vinueza Elizalde, H. A. (2016). *Determinacion del Estado Actual Resistente y de Servicio Analizando la Estabilidad del Puente San Pedro*. Sangolqui.

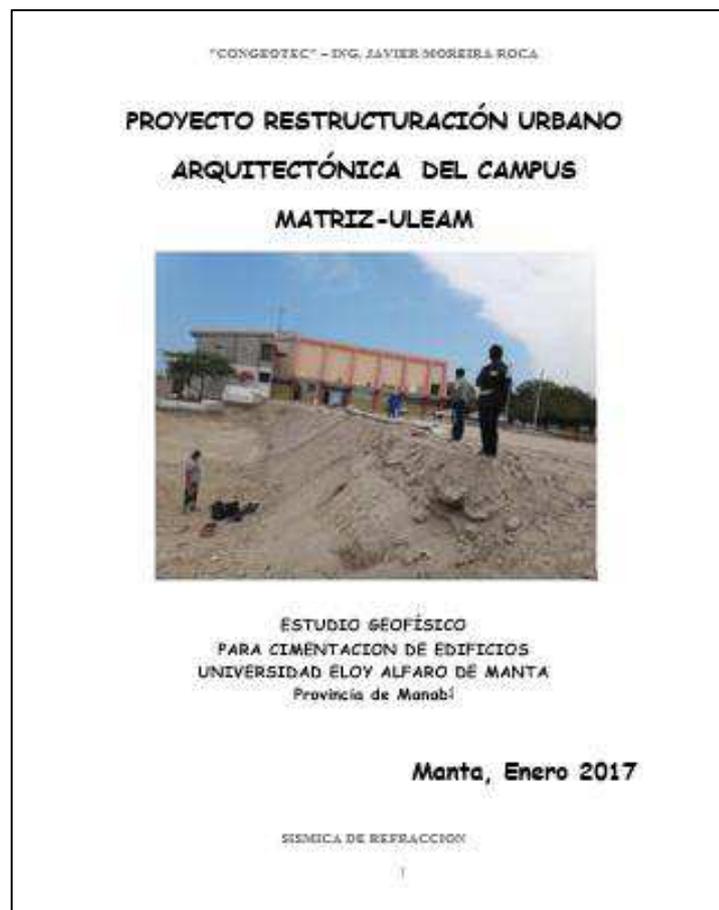
Yépez, M. F. (2000). *Ultimos Avances en la evaluacion del riesgo sísmico de Quito y futuros proyectos de mitigacion*. Obtenido de <http://www.flacsoandes.edu.ec/biblio/catalog/resGet.php?resId=24693>

ANEXOS

Anexo 1. Modelo matemático de la Facultad de Informática



Anexo 2. Estudio de Sísmica de Refracción; compartido por el ing. Javier Moreira Roca.



- *Ubicación de líneas sísmicas.*

El DATUM empleado para el Diseño Vial, WGS84.

Ubicación - Líneas Sísmicas	Latitud (N)	Longitud (E)	Altitud
Administración - Líneas Sísmicas 1 (Vp) y 2 (Vs)	9.894.460	528.187	54
Turismo - Líneas Sísmicas 3 (Vp), 4 (Vs) y 5(Vp)	9.894.589	528.070	50
Coliseo - Líneas Sísmicas 6 (Vp), 7 (Vs) y 8(Vp)	9.894.620	528.239	48
Postgrado - Líneas Sísmicas 9 (Vp) y 10 (Vs)	9.894.560	528.437	57

- *Grado de ripabilidad.*

TIPO DE MATERIAL	VELOCIDAD SÍSMICA	GRADO DE RIPABILIDAD
Suelo vegetal	200 - 900m/s.	Ripable
Arcilla, limos y arenas	900 - 1800m/s.	Ripable
CONGLOMERADO - ROCA		
Fragmentos rocosos sueltos medianamente compactos	1800 - 2400m/s.	Marginal
Conglomerados compactos y/o Rocas sanas.	2400 - 3240m/s.	No ripable.

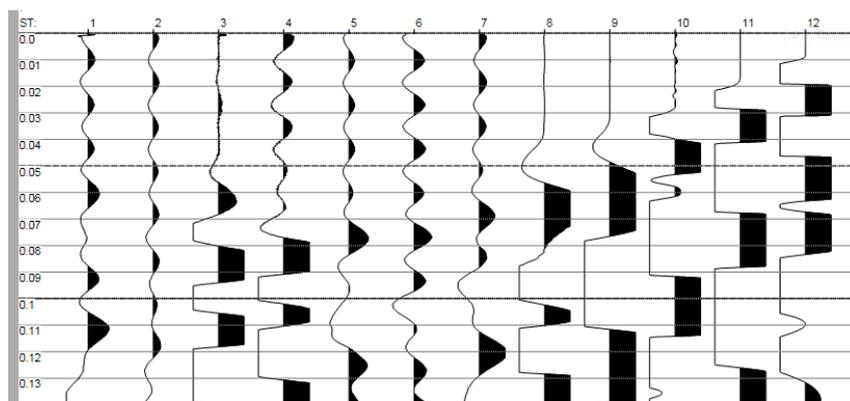
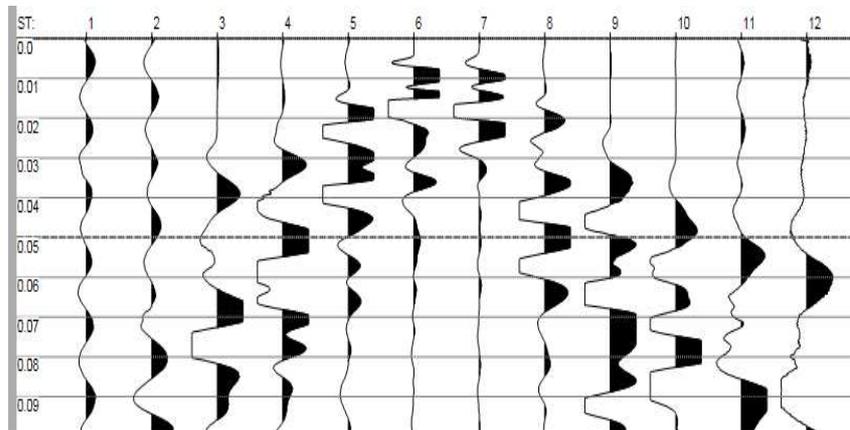
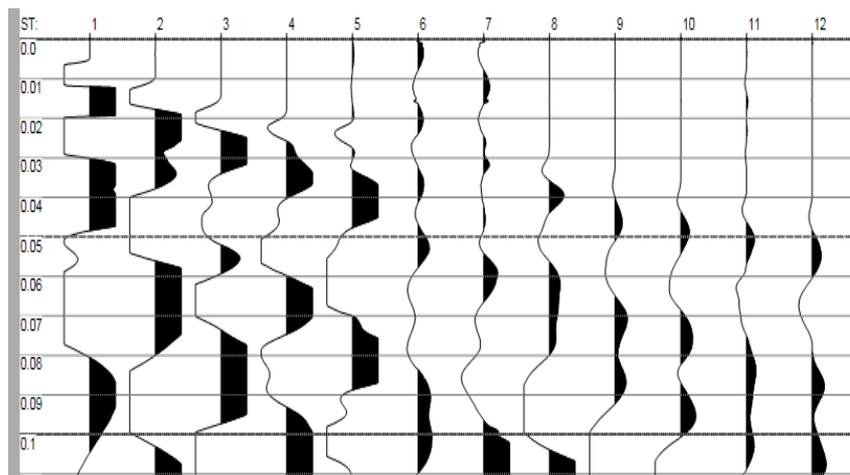
- *Resultados Sísmicos.*

Línea Sísmica 8 - Vp – Coliseo; ULEAM:

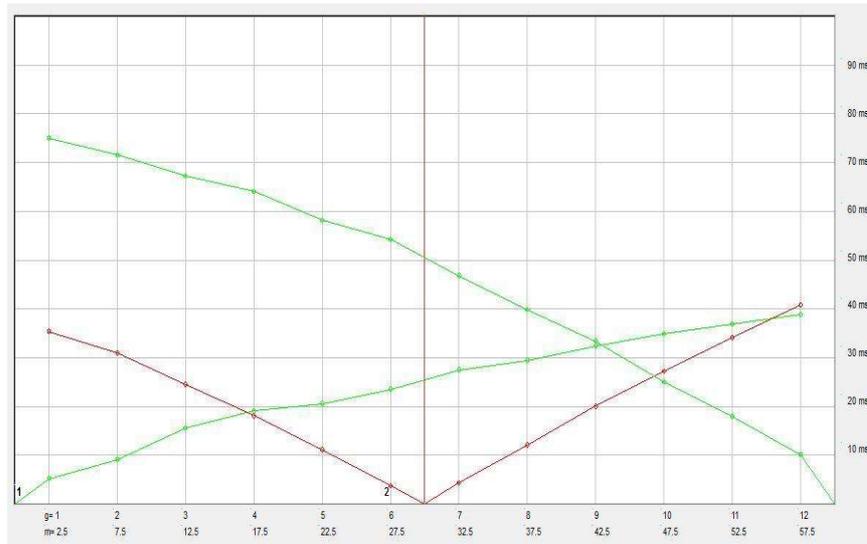
TIEMPOS DE LLEGADA PARA CADA GEOFONO, DISTANCIAS Y ELEVACION DE CADA GEOFONO - LINEA SISMICA 8 - Vp

	Shot 1	Shot 2	Shot 3	Distance	Elevation
Geo. 1	5,57	35,82	75,82	2,5	48
Geo. 2	9,20	30,46	71,07	7,5	48
Geo. 3	15,47	24,10	67,73	12,5	48
Geo. 4	19,74	18,10	64,82	17,5	48
Geo. 5	20,28	11,11	58,28	22,5	48
Geo. 6	23,19	3,30	54,82	27,5	48
Geo. 7	27,28	4,84	46,12	32,5	48
Geo. 8	29,37	12,11	39,13	37,5	49
Geo. 9	32,73	20,47	33,14	42,5	49
Geo. 10	34,27	27,37	25,21	47,5	49
Geo. 11	36,73	34,73	17,48	52,5	49
Geo. 12	38,18	40,64	10,02	57,5	49
Distance	0	30	60		
Elevation	47	46,5	46		

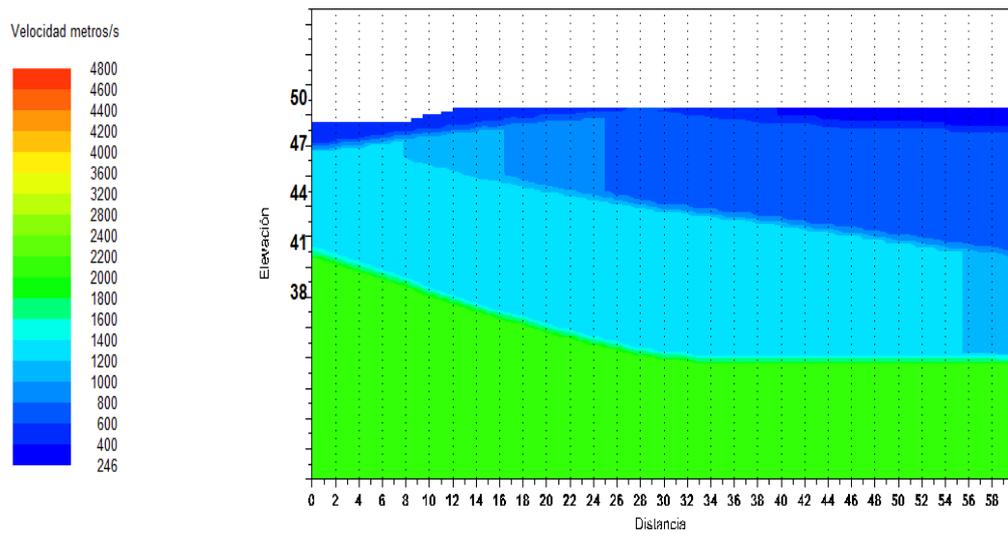
a). - Sismogramas:



b).- Dromocronas y Perfil Sísmico LS 8 Vp:



c.- Velocidades y profundidades calculadas.



Anexo 3. Resultados de ensayo de compresión.

**Laboratorio de Ensayo de Materiales
"Bolívar Ortiz L."**

FACULTAD DE INFORMÁTICA

Operador	Ing Michelle Pilligua	Objeto de Ensayo	Tesis
Tipo	Cilindro	Observacion	
fecha de Informe	01/14/2019	Fecha de Ensayo	01/14/2019
Modod de Ensayo	sencillo	Tipo de Ensayo	Compresion
Velocidad	2,5kgf/cm2/sec	Forma	Cilindrica
N de Particulas	1	N de muestras	6

NIVEL	Nombre de Muestra	Diametro	Altura
	unidad	mm	mm
PLANTA ALTA 2	D5	54.0	111.0
PLANTA ALTA 1	D4-E4	54.0	112.0
PLANTA BAJA	E4	54.0	110.0
PLANTA BAJA	E4.1	54.0	109.0
PLANTA ALTA 1	E2	54.0	110.0

Nombre	Carga Maxima	Resistencia	Rotura Fuerza	Rotura Esfuerzo
Parametros	Cal. At Entire Areas	Calc. At Entire areas	Sensibilidad 10	Sensibilidad 10
unidad	kgf	kgf/cm2	kgf	kgf/cm2
D5	4954.84	216.350	4807.54	209.92
D4-E4	6071.55	265.110	5872.07	256.4
E4	4914.71	214.600	4674.29	204.100
E4.1	5263.47	229.820	5064.21	221.12
E2	4711.83	205.740	2416.65	105.520
Media	5183.28	226.200	4566.95	199.41
Desviacion estandar	534.330	23.3303	1288.78	56.2738
Rango	1359.72	59.3700	3455.42	150.880

Nombre	Rotura Desplazamiento	M Elastico	pend_Standard	Max Desplazamiento
Parametros	Sencibilidad 10	Fuerza 10-20 kgf	Fuerza 10-20 kgf	Cal. At Entire Areas
unidad	mm	kgf/mm2	kgf/mm	mm
D5	3.34175	11.49850	237.243	3.25638
D4-E4	2.81863	19.6358	401.521	2.75913
E4	2.62300	40.0886	834.652	2.55763
E4.1	3.45438			3.3990
E2	3.41438			1.85613
Media	3.13043	23.7410	491.139	2.76565
Desviacion estandar	0.38240	14.7305	308.623	0.61492
Rango	0.83138	28.5901	597.409	1.54287

Nombre	Max. Deformation
Parametros	Calc. At Entire Areas
unidad	%
D5	2.93367
D4-E4	2.46351
E4	2.32511
E4.1	3.11835
E2	1.68739
Media	2.50561
Desviacion estandar	0.56181
Rango	1.43096

Anexo 4. Cálculo de ancho equivalente de diagonales de mampostería

Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag	NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley	EJE 1 F-H PB		
longitud	altura									
3,15	3,2	0,15	0,35	0,35	0,59	0,61				
8,47		Si	L. Diag	F'm	20 kg/cm ²					
longitud	altura				18000 kg/cm ²					
3,15	1,1				15000 kg/cm ²					
3,47										
Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag			NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley	EJE 2 A-F PB
longitud	altura									
3,15	3,2	0,15	0,35	0,35	0,59	0,61				
8,47		Si	L. Diag	F'm	20 kg/cm ²					
longitud	altura				18000 kg/cm ²					
3,15	1,1				15000 kg/cm ²					
3,47										
Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag	NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley	EJE 4 C-E PB		
longitud	altura									
3,15	3,2	0,15	0,35	0,35	1,00	1,03				
8,47		No	L. Diag	F'm	20 kg/cm ²					
longitud	altura				18000 kg/cm ²					
0	0				15000 kg/cm ²					
0,00										
Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag			NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley	EJE 5 C-D E-G PB
longitud	altura									
3,15	3,2	0,15	0,35	0,35	0,76	0,79				
8,47		Si	L. Diag	F'm	20 kg/cm ²					
longitud	altura				18000 kg/cm ²					
1	2				15000 kg/cm ²					
2,00										
Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag	NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley	EJE 5 G-H PB		
longitud	altura									
3,15	3,2	0,15	0,35	0,35	1,00	1,03				
8,47		No	L. Diag	F'm	20 kg/cm ²					
longitud	altura				18000 kg/cm ²					
0	0				15000 kg/cm ²					
0,00										
Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag			NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley	EJE 7 A-D E-F PB
longitud	altura									
3,15	3,2	0,15	0,35	0,35	0,59	0,61				
8,47		Si	L. Diag	F'm	20 kg/cm ²					
longitud	altura				18000 kg/cm ²					
3,15	1,1				15000 kg/cm ²					
3,47										
Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag	NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley	EJE 8 F-H PB		
longitud	altura									
3,15	3,2	0,15	0,35	0,35	0,59	0,61				
8,47		Si	L. Diag	F'm	20 kg/cm ²					
longitud	altura				18000 kg/cm ²					
3,15	1,1				15000 kg/cm ²					
3,47										

Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag	NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley	EJE A 2-4 5-7 PB		
longitud	altura									
3,15	3,2	0,15	0,35	0,35	0,59	0,61				
8,47		Si	L. Diag		F'm 20 kg/cm2					
longitud	altura		4,12		E'm 18000 kg/cm2					
3,15	1,1				15000 kg/cm2					
3,47										
Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag			NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley	EJE A 4-5 PB
longitud	altura									
4,95	3,2	0,15	0,35	0,35	0,67	0,92				
13,92		Si	L. Diag		F'm 20 kg/cm2					
longitud	altura		5,51		E'm 18000 kg/cm2					
2,2	2,1				15000 kg/cm2					
4,62										
Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag	NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley	EJE C 5-7 PB		
longitud	altura									
3,15	3,2	0,15	0,35	0,35	1,00	1,03				
8,47		No	L. Diag		F'm 20 kg/cm2					
longitud	altura		4,12		E'm 18000 kg/cm2					
					15000 kg/cm2					
0,00										
Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag			NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley	EJE D 5-7 PB
longitud	altura									
6,25	3,2	0,15	0,35	0,6	1,00	1,64				
17,11		No	L. Diag		F'm 20 kg/cm2					
longitud	altura		6,57		E'm 18000 kg/cm2					
3,15	1,1				15000 kg/cm2					
0,00										
Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag	NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley	EJE E 5-7 PB		
longitud	altura									
6,25	3,2	0,15	0,35	0,6	1,00	1,64				
17,11		No	L. Diag		F'm 20 kg/cm2					
longitud	altura		6,57		E'm 18000 kg/cm2					
3,15	1,1				15000 kg/cm2					
0,00										
Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag			NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley	EJE F 1-4 5-8 PB
longitud	altura									
3,15	3,2	0,15	0,35	0,35	1,00	1,03				
8,47		No	L. Diag		F'm 20 kg/cm2					
longitud	altura		4,12		E'm 18000 kg/cm2					
3,15	1,1				15000 kg/cm2					
0,00										
Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag	NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley	EJE H 1-4 5-8 PB		
longitud	altura									
3,15	3,2	0,15	0,35	0,35	1,00	1,03				
8,47		No	L. Diag		F'm 20 kg/cm2					
longitud	altura		4,12		E'm 18000 kg/cm2					
3,15	1,1				15000 kg/cm2					
0,00										

PISO 1-2

Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag	NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley EJE 1 F-H P1	
longitud	altura							
3,15	3,2	0,15	0,35	0,35	0,59	0,61		
8,47								
Ventana		Si	L. Diag		F'm 20 kg/cm2			
longitud	altura		4,12		E'm 18000 kg/cm2			
3,15	1,1				15000 kg/cm2			
3,47								

Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag	NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley EJE 2 A-F P1	
longitud	altura							
3,15	3,2	0,15	0,35	0,35	0,59	0,61		
8,47								
Ventana		Si	L. Diag		F'm 20 kg/cm2			
longitud	altura		4,12		E'm 18000 kg/cm2			
3,15	1,1				15000 kg/cm2			
3,47								

Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag	NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley EJE 4 C-E G-H P1	
longitud	altura							
3,15	3,2	0,15	0,35	0,35	1,00	1,03		
8,47								
Ventana		No	L. Diag		F'm 20 kg/cm2			
longitud	altura		4,12		E'm 18000 kg/cm2			
3,15	1,1				15000 kg/cm2			
0,00								

Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag	NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley EJE 5 C-E G-H P1	
longitud	altura							
3,15	3,2	0,15	0,35	0,35	1,00	1,03		
8,47								
Ventana		No	L. Diag		F'm 20 kg/cm2			
longitud	altura		4,12		E'm 18000 kg/cm2			
3,15	1,1				15000 kg/cm2			
0,00								

Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag	NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley EJE 7 A-F P1	
longitud	altura							
3,15	3,2	0,15	0,35	0,35	0,59	0,61		
8,47								
Ventana		Si	L. Diag		F'm 20 kg/cm2			
longitud	altura		4,12		E'm 18000 kg/cm2			
3,15	1,1				15000 kg/cm2			
3,47								

Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag	NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley EJE 8 F-H P1	
longitud	altura							
3,15	3,2	0,15	0,35	0,35	0,59	0,61		
8,47								
Ventana		Si	L. Diag		F'm 20 kg/cm2			
longitud	altura		4,12		E'm 18000 kg/cm2			
3,15	1,1				15000 kg/cm2			
3,47								

Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag	NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley EJE A 2-7 P1	
longitud	altura							
3,15	3,2	0,15	0,35	0,35	0,59	0,61		
8,47								
Ventana		Si	L. Diag		F'm 20 kg/cm2			
longitud	altura		4,12		E'm 18000 kg/cm2			
3,15	1,1				15000 kg/cm2			
3,47								

Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag	NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley	EJE A 4-5 P 1-2		
longitud	altura									
4,95	3,2	0,15	0,35	0,35	0,67	0,92				
13,92		Si	L. Diag		F'm				20 kg/cm2	
Puerta					E'm				18000 kg/cm2	15000 kg/cm2
longitud	altura		5,51							
2,2	2,1									
4,62										
Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag			NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley	EJE C 2-4 5-7 P1
longitud	altura									
3,15	3,2	0,15	0,35	0,35	1,00	1,03				
8,47		No	L. Diag		F'm		20 kg/cm2			
Ventana					E'm		18000 kg/cm2	15000 kg/cm2		
longitud	altura		4,12							
3,15	1,1									
0,00										
Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag	NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley	EJE F 1-4 5-8 P1		
longitud	altura									
3,15	3,2	0,15	0,35	0,35	0,59	1,03				
8,47		No	L. Diag		F'm				20 kg/cm2	
Ventana					E'm				18000 kg/cm2	15000 kg/cm2
longitud	altura		4,12							
3,15	1,1									
3,47										
Pared		espesor	columna	vigas	F-C	ancho de Diag			NEC (Mampo. Estruc) Paulay & Priestley	EJE H 1-4 5-8 P1
longitud	altura									
3,15	3,2	0,15	0,35	0,35	0,59	1,03				
8,47		No	L. Diag		F'm		20 kg/cm2			
Ventana					E'm		18000 kg/cm2	15000 kg/cm2		
longitud	altura		4,12							
3,15	1,1									
3,47										