

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**EVALUACIÓN SÍSMICA Y PROPUESTA DE DISEÑO DE
REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL PARA EL EDIFICIO DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA EN GEOLOGÍA Y PETRÓLEOS DE LA
ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL, QUITO-ECUADOR**

**TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MENCIÓN ESTRUCTURAS**

JHON JAIRO AGUIRRE SANCHEZ

john_jairo@live.com

JORGE LUIS BONE RAMÓN

jorgelui007@hotmail.es

DIRECTOR: ING. EDGAR DAVID MORA MARTÍNEZ

edgar.mora@epn.edu.ec

Quito, Octubre 2018

DECLARACIÓN

Nosotros, Jhon Jairo Aguirre Sánchez y Jorge Luis Bone Ramón, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su reglamento y por la normativa vigente.

JHON J. AGUIRRE SÁNCHEZ

JORGE L. BONE RAMÓN

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Jhon Jairo Aguirre Sánchez y Jorge Luis Bone Ramón, bajo mi supervisión.

Ing. M.Sc. Edgar David Mora Martínez
DIRECTOR DE PROYECTO

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo a:

Mis padres Julia y Alvino quienes con su paciencia, amor y mucho esfuerzo han permitido que pueda llegar a cumplir hoy un sueño más, inculcando en mi los valores necesarios para ser un buen hombre y a no temer a las adversidades en la vida.

A mis hermanos Iván y Vinicio por su incondicional apoyo y permanente cariño, no solo a lo largo de este proceso sino a lo largo de toda mi vida. A todos mis sobrinos Anahí, Johan, Kenneth y Alanis quienes han hecho que cada día busque superarme para de esta manera llegar a ser un ejemplo en sus vidas.

Jhon Jairo

DEDICATORIA

A Dios por entregarme fortaleza y conocimiento necesario para culminar mi vida universitaria.

A mis padres por ser guía en este largo camino, por haberme inculcado valores, principios y dejarme una gran herencia que es la educación. A mi hermana, que siempre fue mi ejemplo a seguir.

A mi sobrino Mateo que se encuentra en el cielo y a mi querida sobrina Jhasmyn que la esperamos con ansias, los quiero mucho.

Jorge

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por bendecirme y guiarme a lo largo de mi existencia, brindarme fortaleza y ser el apoyo incondicional en los momentos más difíciles.

Gracias a mis padres Alvino y Julia, los promotores de mis sueños y mentores de todos los valores y principios que he adquirido desde mi niñez, a mis hermanos Iván y Vinicio pilares fundamentales en toda mi carrera.

Agradezco al Ing. Juan Carlos Singaicho por haber compartido sus conocimientos a lo largo de este proyecto, al Ing. Fernando Cañizares por su valiosa contribución y asesoría. A los técnicos del Centro de Investigación de la Vivienda por tener sus puertas siempre abiertas para resolver cualquier inquietud. Agradezco de manera especial al Ing. Edgar David Mora director del presente proyecto quien con su compromiso, paciencia y pasión por la docencia hizo que el presente proyecto sea una ahora realidad.

También agradezco a mis compañeros de carrera y sobre todo a mis amigos más queridos Karina, Jenny, Chelo y Jorge. Gracias por todos estos años de amistad incondicional y cariño.

Jhon Jairo

AGRADECIMIENTO

A Dios por darme salud y sabiduría para poder culminar con éxito una etapa de mi vida.

A mis padres, Cristóbal, Elsa a quienes les debo todo lo que han hecho por mí, por ser un pilar fundamental y enseñarme a luchar y sacrificarme para cumplir con mis objetivos.

A mi hermana, Johana por apoyarme en todo momento y ser un ejemplo de superación.

A mi tía Yolanda, por sus consejos impartidos en los momentos difíciles desde el primer día en que llegué a la ciudad de Quito.

A mi director de tesis Ing. David Mora, mi inmensa gratitud por el gran aporte con su conocimiento para llevar a cabo este proyecto

A los técnicos del Centro de Investigación de la Vivienda por la ayuda brindada durante la realización de este trabajo.

A mis compañeros Karina, Chelo, Jhon y Jenny gracias por su amistad y apoyo durante este largo camino.

Jorge

CONTENIDO

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	III
DEDICATORIA.....	IV
DEDICATORIA.....	V
AGRADECIMIENTO.....	VI
AGRADECIMIENTO.....	VII
CONTENIDO	VIII
INDICE DE FIGURAS	XII
INDICE DE TABLAS	XIV
INDICE DE FOTOGRAFÍAS	XVI
RESUMEN.....	XVII
ABSTRACT.....	XVIII
CAPÍTULO I	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.2.1 OBJETIVO GENERAL	2
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
1.3 HIPÓTESIS	2
1.4 ALCANCE.....	2
1.5 JUSTIFICACIÓN	3
1.5.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA.....	3
1.5.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.....	3
1.5.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA.....	4
CAPÍTULO II	5
2.1 MARCO TEÓRICO	5
2.2 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	5
2.3 RECOPIACIÓN DE DATOS PREVIOS	5
2.4 REALIZACIÓN DE ENSAYOS	6
2.5 READECUAMIENTO ESTRUCTURAL	6
2.6 VULNERABILIDAD SÍSMICA	6
2.7 FACTORES QUE AFECTAN A LA VULNERABILIDAD SÍSMICA	7
2.7.1 GEOMÉTRICOS	7

2.7.2	IRREGULARIDAD EN PLANTA.....	7
2.7.3	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	7
2.7.4	CONSTRUCTIVOS	7
2.7.5	SUELO.....	8
2.8	PATOLOGÍAS ESTRUCTURALES QUE AFECTAN A LA EDIFICACIÓN	8
2.8.1	IRREGULARIDAD EN PLANTA.....	8
2.8.2	IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA	9
2.8.3	INCOMPATIBILIDAD DE MATERIALES.....	10
2.9	EVALUACIÓN SÍSMICA.....	11
2.9.1	VISITA AL SITIO	11
2.10	NIVEL DE DESEMPEÑO	12
2.11	REGIÓN DE SISMICIDAD	12
2.12	CATEGORIAS DE DEFICIENCIA SÍSMICA	12
2.13	FUERZA GLOBAL.....	13
2.14	RIGIDEZ GLOBAL	13
2.15	CAMINO DE LA CARGA.....	13
2.16	CIMIENTOS	14
2.17	READECUAMIENTO SÍSMICO	14
2.18	ESTÁNDARES DE READECUACIÓN	14
2.19	TIPOS DE READECUACIÓN.....	15
2.19.1	DISEÑO DE READECUACIÓN BASADO EN RESPUESTA NO LINEAL 15	
2.19.2	AGREGAR ELEMENTOS	15
2.19.3	MEJORAR EL RENDIMIENTO DE LOS ELEMENTOS EXISTENTES... 15	
2.19.4	REDUCIR LA DEMANDA	16
2.19.5	ELIMINAR COMPONENTES SELECCIONADOS	16
2.20	ESTRATEGIAS PARA DESARROLLAR ESQUEMAS DE READECUACIÓN	16
2.20.1	COSTOS.....	16
2.20.2	RENDIMIENTO SÍSMICO	17
2.20.3	INTERRUPCIÓN A CORTO PLAZO.....	17
2.20.4	ESTÉTICA	17
CAPÍTULO III	18
3.1	SERVICIABILIDAD DE LA EDIFICACIÓN.....	18
3.2	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA ANTIGUA	18
3.3	DESCRIPCIÓN DE LA GEOLOGÍA EN LA UBICACIÓN DEL PROYECTO .21	
CAPÍTULO IV	22

4.1	PLANOS ARQUITECTÓNICO Y ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN	22
4.1.1	PLANOS ARQUITECTÓNICOS	22
4.1.2	MODIFICACIÓN DE LOS PLANOS ARQUITECTÓNICOS	22
4.1.3	GRIETAS EN LA MAMPOSTERÍA	22
4.1.4	PLANOS ESTRUCTURALES	23
4.2	CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LOS MATERIALES	23
4.2.1	HORMIGÓN	23
4.2.2	ENSAYOS EXISTENTES	23
4.2.3	TAMAÑO DE LA MUESTRA	25
4.2.4	ESFUERZO DE COMPRESIÓN EQUIVALENTE DEL HORMIGÓN	34
4.2.5	ACERO	35
4.2.6	MAMPOSTERÍA	36
4.2.7	SUELO	39
4.3	MODELACIÓN MATEMÁTICA DE LA ESTRUCTURA	40
4.3.1	CÁLCULO DE CARGAS	40
4.3.2	ESPECTRO DE DISEÑO NEC-15	43
4.3.3	VALORES DEL PERÍODO DEL EDIFICIO DE LA FIGP	47
4.3.4	CORTANTE BASAL	48
4.3.5	COMBINACIONES DE CARGA	50
4.3.6	REPRESENTACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA DE RELLENO	53
4.3.7	PERÍODO DEL EDIFICIO	65
4.3.8	DERIVAS DE PISO	67
4.3.9	MODELO NO LINEAL DE MAMPOSTERÍA - MÉTODO DE RODRIGUES 72	
4.3.10	CALIBRACIÓN DEL MODELO NO LINEAL	74
4.3.11	REPRESENTACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA – MODELO DE FURTADO et al. 75	
4.3.12	ASIGNACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS	76
4.3.13	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER	78
4.3.14	ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL TIEMPO HISTORIA	78
4.3.15	DEFINICIÓN DE ACELEROGRAMAS	83
4.4	RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	84
4.4.1	NIVELES DE DESEMPEÑO	85
4.4.2	INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	88
CAPÍTULO V		89
5.1	FACTIBILIDAD DE CADA TIPO DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL	89
5.1.1	ENCAMISADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	89

5.1.2	REFORZAMIENTO MEDIANTE POLÍMEROS DE CARBONO	90
5.1.3	REFORZAMIENTO EXTERNO POR BRACES	91
5.2	ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO DE LAS ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL.....	95
5.2.1	ENCAMISADO DE COLUMNAS.....	95
5.2.2	BRACES EXTERNOS.....	95
5.2.3	REFORZAMIENTO MEDIANTE FRP	96
5.3	PROPUESTA DE LA ALTERNATIVA ÓPTIMA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL.....	103
5.3.1	REDUCCIÓN DE LA IRREGULARIDAD EN PLANTA.....	103
5.3.2	BRACES EXTERNOS.....	105
5.3.3	ENCAMISADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	106
5.3.4	ESTRUCTURA REFORZADA	107
5.3.5	RESULTADOS DEL REFORZAMIENTO.....	109
5.4	PRESUPUESTO REFERENCIAL	115
CAPÍTULO VI.....		116
6.1	CONCLUSIONES.....	116
6.2	RECOMENDACIONES	117
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		119
ANEXOS		122
ANEXO I.....		123
ANEXO II.....		124
ANEXO III.....		128
ANEXO IV		134
ANEXO V		135
ANEXO VI		138
ANEXO VII		139
ANEXO VIII		140

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Vista en planta del edificio FIGP.....	9
Figura 2 Vista en elevación del edificio FIGP	9
Figura 3 Irregularidad geométrica del edificio	10
Figura 4 Modelo Render de la edificación fachada Sur-Este.....	19
Figura 5 Modelo render de la edificación Fachada Sur-Oeste.....	20
Figura 6 Mapa de clasificación de los suelos de Quito	21
Figura 7 Nomenclatura ensayos realizados.....	28
Figura 8 Ubicación y resultados de ensayos piso 1.....	29
Figura 9 Ubicación y resultados de ensayos piso 2.....	30
Figura 10 Ubicación y resultados de ensayos piso 3.....	31
Figura 11 Resultados de ensayos de compresión de núcleos.....	32
Figura 12 Resultados de Ensayo del Módulo de Elasticidad del Mampuesto.....	39
Figura 13 Espectro Elástico de diseño	43
Figura 14 Espectro de Diseño de la FIGP	44
Figura 15 Espectro de Diseño SIS QUITO	46
Figura 16 Comparación de Espectros	46
Figura 17 Períodos de vibración de análisis modal	47
Figura 18 Resistencia a la compresión del hormigón	50
Figura 19 Módulo de Elasticidad del Hormigón	51
Figura 20 Definición de Secciones de Columnas	51
Figura 21 Definición de Secciones de Vigas	52
Figura 22 Definición de Secciones de Losas.....	52
Figura 23 Propiedades geométricas del puntal de mampostería.....	54
Figura 24 Puntales en Mampostería con Aberturas	56
Figura 25 Definición de material mampostería	61
Figura 26 Modelo preliminar de la Estructura	62
Figura 27 Pórtico con Puntales en Mampostería con Aberturas.....	63
Figura 28 Resultados de análisis modal	66
Figura 29 Resultado de análisis modal.....	67
Figura 30 Derivas Inelásticas Método Estático.....	68
Figura 31 Derivas Inelásticas Método Estático.....	68
Figura 32 Cortante Basal Método Estático y Dinámico.....	69
Figura 33 Sumatorio de masa modal efectiva	69
Figura 34 Derivas Inelásticas Método Dinámico.....	70
Figura 35 Derivas Inelásticas Método Dinámico.....	70
Figura 36 Macro modelo de un panel de mampostería relleno.....	73
Figura 37 Propiedades de Puntales Rígidos	73
Figura 38 Modelo Histerético.....	74
Figura 39 Propiedades Link (Mampostería) y períodos calibrados de la estructura ...	74
Figura 40 Representación de la mampostería en el modelo – Vista en perspectiva ..	75
Figura 41 Relaciones generalizadas para componentes carga-deformación	76
Figura 42 Asignación de Rótulas Plásticas en Vigas y Columnas.....	77
Figura 43 Curva de Capacidad - PUSHOVER.....	78
Figura 44 Niveles de Desempeño esperados NEC_SE_RE.....	79
Figura 45 Espectros de diseño	80
Figura 46 Escalamiento de Sismo Tr=475 años (Cañizares, 2017).....	82

Figura 47 Escalamiento Sismo $T_r=225$ años (Cañizares, 2017).....	83
Figura 48 Acelerogramas de registros sísmicos.....	84
Figura 49 Criterios de deformación de los elementos	84
Figura 50 Encamisado de Viga - Columna	89
Figura 51 Columna a reforzar mediante FRP.....	97
Figura 52 Columna encamisada mediante FRP	98
Figura 53 Diagrama tensión deformación (concreto no confinado y confinado mediante FRP)	98
Figura 54 Incorporación de junta de construcción	103
Figura 55 Detalle de elementos estructurales para junta de construcción.....	104
Figura 56 Pórtico A reforzado con braces externos.....	105
Figura 57 Sección encamisada	107
Figura 58 Estructura Reforzada.....	108

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Relación de Irregularidad geométrica del edificio	10
Tabla 2 Niveles de Desempeño Sísmico	12
Tabla 3 Resultados de ensayo de compresión	24
Tabla 4 Resultados de análisis estadístico	25
Tabla 5 Resistencia a la Compresión de núcleos de hormigón	32
Tabla 6 Resistencia a la Compresión mediante ensayo de esclerómetro	33
Tabla 7 Resultados de análisis estadístico Ensayo Esclerómetro	33
Tabla 8 Resultados de análisis estadístico Extracción de núcleos	34
Tabla 9 Resultados de análisis estadísticos extracción de núcleos y esclerómetro ...	34
Tabla 10 Resistencia a la fluencia predeterminadas para el acero para varios períodos.....	35
Tabla 11 Resultados Ensayo de Compresión de Mampuesto	37
Tabla 12 Análisis estadístico de resultados de ensayo de compresión de mampuesto	37
Tabla 13 Módulo de Elasticidad del mampuesto ensayado	39
Tabla 14 Peso Específico de Materiales.....	40
Tabla 15 Carga Muerta del Edificio	40
Tabla 16 Carga Viva según la NEC-15.....	41
Tabla 17 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	41
Tabla 18 Factor de Zona Sísmica	41
Tabla 19 Tipo de Suelo.....	42
Tabla 20 Factor de Sitio Fa	42
Tabla 21 Factor de Sitio Fd	42
Tabla 22 Factor de Sitio Fs.....	42
Tabla 23 Coordenadas del edificio	45
Tabla 24 Resultado del Programa SISQUITO	45
Tabla 25 Valores Límite de período	48
Tabla 26 Coeficiente Cortante Basal (Vx).....	48
Tabla 27 Coeficiente Cortante Basal (Vy).....	49
Tabla 28 Distribución de la Fuerza	49
Tabla 29 Ancho equivalente de puntales.....	55
Tabla 30 Ancho equivalente de puntales.....	55
Tabla 31 Ancho equivalente de puntales.....	56
Tabla 32 Dimensiones puntales NS	57
Tabla 33 Dimensiones de puntales en el sentido SN	59
Tabla 34 Dimensiones de puntales en el sentido EO	60
Tabla 35 Peso de los elementos	64
Tabla 36 Cortante Basal Calculado	65
Tabla 37 Reacciones en la Base del Edificio	65
Tabla 38 Resultados de Ensayo de Vibraciones Ambientales.....	66
Tabla 39 Límite de Deriva.....	67
Tabla 40 Derivas Inelásticas del Edificio	71
Tabla 41 Deriva máxima de piso NSR-10.....	71
Tabla 42 Desplazamiento máximo de piso NTE	71
Tabla 43 Comparación de derivas con las Normas NRS-10 y NTE-030	72
Tabla 44 Porcentaje de torsión en los tres primeros modos	72

Tabla 45 Registros Sísmicos Internacionales.....	80
Tabla 46 Factores de Escalamiento $T_r=475$ años	82
Tabla 47 Factores de Escalamiento $T_r= 225$ años	83
Tabla 48 Resultados de Evaluación Estructural	86
Tabla 49 Reforzamiento mediante FRP.....	90
Tabla 50 Especificaciones Técnicas de Tubo Estructural Cuadrado.....	92
Tabla 51 Propiedades Mecánicas del Perfil Seleccionado	92
Tabla 52 Resultados de Reforzamiento mediante FRP	96
Tabla 53 Datos de Columna a reforzar	97
Tabla 54 Factores de reducción de resistencia	97
Tabla 55 Factores de Carga	97
Tabla 56 Propiedades del FRP.....	98
Tabla 57 Factores asociados al FRP.....	100
Tabla 58 Resultados Reforzamiento mediante FRP.....	101
Tabla 59 Porcentaje Participación Modal de la masa de la estructura actual.....	104
Tabla 60 Porcentajes Participación modal de la masa Estructura con junta de construcción	104
Tabla 61 Porcentaje Participación modal de la masa Estructura Actual.....	106
Tabla 62 Porcentaje Participación modal de la masa Estructura Reforzada	106
Tabla 63 Resultados del Reforzamiento Estructural Sismo de Diseño $T_r=475$ años	109
Tabla 64 Resultados del Reforzamiento Estructural Sismo de Diseño $T_r=225$ años	111
Tabla 65 Resultados del Reforzamiento Estructural.....	113
Tabla 66 Resultados del Nivel de Desempeño Deseado.....	113
Tabla 67 Derivas de la estructura reforzada	114
Tabla 68 Presupuesto Referencial Reforzamiento	115

INDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1 Incompatibilidad de materiales en el tercer nivel del edificio FIGP.....	11
Fotografía 2 Ensayo de compresión de cilindro de mampuesto	38
Fotografía 3 Reforzamiento mediante bracos externos - México	91

RESUMEN

En el presente proyecto técnico se diseñarán varias opciones de reforzamiento para el edificio de la Facultad de Ingeniería en Geología y Petróleos, ubicado en el campus Rubén Orellana de la Escuela Politécnica Nacional, Quito-Ecuador. La finalidad del presente trabajo es determinar el tipo de reforzamiento más conveniente para dicha estructura mediante la comparación de aspectos técnicos y económicos.

La metodología utilizada para la evaluación de la estructura existente es la propuesta por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) y la Guía Práctica de Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras. Además, como complemento se utilizaron los códigos extranjeros (ASCE 41-17), (ASCE 7-16), (FEMA 547) entre otros.

En la primera parte de este trabajo se detalla la metodología para la recopilación de datos esenciales como; datos arquitectónicos, estructurales y propiedades mecánicas de los materiales. Además, se señala parámetros de interés para el reforzamiento de estructuras tales como; tipo de ensayos, número de muestras necesarias, influencia de la mampostería y tipos de análisis estructural a utilizar.

Se ha realizado análisis de tipo estático no lineales y dinámicos no lineales en la estructura original y en la estructura reforzada. La finalidad de realizar análisis no lineal en una estructura existente es conocer su nivel de desempeño actual, mejorarlo y de esta manera garantizar la serviciabilidad a futuro de la edificación reforzada ante posibles eventos sísmicos.

Palabras clave: Reforzamiento, encamisado, *braces*, influencia de mampostería, ensayos.

ABSTRACT

In the present technical project some reinforcement alternatives will be designed for the Geology and Petroleum Engineering Building, ubicada in the campus Rubén Orellana in the Escuela Politécnica Nacional, Quito-Ecuador. This project purpose is to determinate the convenient reinforcement for the structure by comparing economical and technical aspects.

The used methodology for the existent structure evaluation is proposed by the Ecuadorian Building Code (NEC-15) and the seismic evaluation and structure rehabilitation guide. Also, foreign codes were used as a complement (ASCE 41-17), (ASCE 7-16), (FEMA 547) among others.

In the first section of this project it is detailed the essential data compilation methodology as; architectural and structural data, material mechanical properties. Also, some structure reinforcement interesting parameters are showed such as; material type tests, necessary samples number, the masonry influence and the analysis type to be used.

It was used static non-linear and dynamic non-linear analyses in the original and reinforced structure. The purpose of the existent structure non-linear analysis is to know the actual performance level, improve it and in this way guarantee the future serviceability in the reinforced structure building against possible seismic events.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

El Ecuador pertenece a la región denominada, Cinturón de Fuego del Pacífico compartida por casi todas las costas continentales e insulares bañadas por el Océano Pacífico, y en donde se libera el 85% de la energía sísmica que libera el planeta tierra en forma de terremotos (Yépez, 2000).

El nivel de sismicidad en el Ecuador es relativamente alto, los sismos con magnitud mayor a 5.0 son frecuentes y muchos de ellos ocurren en las placas superficiales causando a menudo daños en las estructuras. Para el caso de Ecuador, la interacción entre la Placa Sudamericana y la Placa Nazca genera una zona de subducción frente a las costas y varias zonas tectónicamente activas al interior del territorio, a este hecho se añade un complejo sistema de fallamiento local superficial en donde se originan la mayor parte de los sismos que se registran en nuestro país (Rivadeneria, y otros, 2007).

El pasado 16 de abril de 2016 el Ecuador sufrió uno de los mayores movimientos sísmicos, con epicentro entre las parroquias de Pedernales y Cojimíes, ubicadas en la provincia de Manabí. Con una magnitud de 7.8 es uno de los sismos con mayor impacto de destrucción que se hayan registrado en el país. Debido a que el edificio de la Facultad de Ingeniería de Geología y Petróleos ha sobrellevado eventos como el antes mencionado durante su vida útil, se puede evidenciar grietas y fisuras en sus elementos no estructurales que variaban en su largo, ancho y profundidad, hecho que genera preocupación tanto en las autoridades como en los ocupantes de la edificación.

En este trabajo se realizará el análisis del desempeño sísmico para proveer a las autoridades de la Facultad de Ingeniería en Geología y Petróleos de la Escuela Politécnica Nacional del diseño de un sistema de reforzamiento estructural para el edificio antiguo de la Facultad de Ingeniería en Geología y Petróleos de la Escuela Politécnica Nacional.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

- Realizar el análisis estructural mediante análisis no lineales para proponer el reforzamiento del edificio de la Facultad de Ingeniería en Geología y Petróleos.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Comprobar las derivas de piso de la estructura mediante un modelo no lineal y estimar si se encuentran dentro del rango permitido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) y otras que estudian también la resistencia de la estructura (FEMA P-58, 2012), (ASCE/SEI 41-17, 2017).
- Proponer una metodología de reforzamiento estructural considerando técnicas reconocidas para mejorar el desempeño sísmico del edificio. (FEMA 547, 2006), (ASCE/SEI 41-17, 2017).
- Verificar el desempeño de las alternativas de reforzamiento mediante la modelación de la estructura para comprobar que cumplan con lo establecido en las normas (NEC, 2015), (NSR-10, 2010), (NTE, 2016) y el (ASCE/SEI 41-17, 2017).

1.3 HIPÓTESIS

Se presume que la estructura estudiada no cumple con las derivas permitidas, ya que sus paredes presentan fisuras debido a los sismos que la estructura ha soportado a lo largo de su vida útil. El sismo más reciente es el sismo del 16 abril del 2016, donde llegaron a Quito aceleraciones muy por debajo de lo estipulado en la norma (NEC-15, 2015). Además, se cree que su resistencia será menor a la admisible ya que esta estructura fue posiblemente diseñada en la década de los sesenta y desde entonces han cambiado las exigencias de códigos para el diseño sismo-resistente.

1.4 ALCANCE

El alcance de esta investigación es:

Elaborar una evaluación sísmica teniendo como base los parámetros de los análisis no lineales, en donde se espera conocer:

- El nivel de desempeño sísmico en el que se encuentra la estructura.

Aplicar un análisis no lineal a la estructura antigua mediante la técnica de TIME HISTORY y conocer:

- Los criterios de deformación de los elementos estructurales para determinar el nivel de desempeño en el que se encuentra la estructura.

Proponer el reforzamiento más conveniente para la estructura mediante la comparación de los resultados que se obtienen de la aplicación de los métodos no lineales.

1.5 JUSTIFICACIÓN

1.5.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

El Ecuador es un país sísmico por naturaleza. En el cinturón circunpacífico concretamente en nuestro país, el proceso de subducción que involucra la placa de Nazca genera una muy alta sismicidad en su recorrido, buzamiento, hacia el este. Es importante destacar que el buzamiento de la zona de subducción del sur de Perú es diferente al buzamiento de Colombia y a su vez al buzamiento que se tiene en el centro y sur del Ecuador, habiendo provocado a lo largo de los años fallas locales en la región de los Andes. (Aguiar, 2008)

Por lo general son los sismos superficiales los que causan mayor daño. Es por esto, que se puede aseverar que la Costa ecuatoriana es la región que mayor peligrosidad sísmica tiene seguida por la Sierra y finalmente el Oriente. Por lo tanto, es necesario contar con estructuras sísmo resistentes, de acuerdo con la filosofía de diseño, sin llegar a tener un colapso frágil (NEC, 2015), (ASCE/SEI 41-17, 2017). Para cumplir con este objetivo se debe tener una configuración estructural adecuada, eliminar la presencia de patologías estructurales en lo posible, bajo peso, rigidez adecuada, utilizar materiales compatibles y de buena calidad, entre otros. Al cumplir todos estos requisitos se logrará aumentar considerablemente el desempeño de la estructura ante eventos sísmicos fuertes (NEC, 2015).

1.5.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

Todos los parámetros estructurales mencionados en el numeral anterior se revisarán en la edificación existente mediante análisis no lineales. Los métodos de análisis no lineal proporcionarán un modelo más preciso del rendimiento de la estructura por lo que será usado en el edificio antiguo a analizarse. El método de análisis lineal proporciona una

estimación bastante conservadora del comportamiento de la estructura ante un sismo por lo que no se lo tomará en cuenta en este proyecto (Beer y otros, 2015).

El nivel de conocimiento con respecto al peligro real que representa tener edificaciones que no cumplan con las especificaciones técnicas propuestas por la norma de construcción en países en desarrollo es muy preocupante. El porcentaje de edificaciones que son construidas sin tener criterios de diseño es muy elevado, ya que la gran mayoría de las personas que realizan este tipo de construcción informal desconoce de las normas a seguir, por lo tanto, aumenta el grado de vulnerabilidad de la estructura ante un evento sísmico. (Miyashiro, 2009)

1.5.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

Este proyecto fue propuesto para mejorar las condiciones de resistencia y rigidez de la estructura debido a daños por eventos sísmicos. El incremento del desempeño sísmico de una estructura es una inversión clave no solamente para atenuar o eliminar los costos que puede producir un desastre sino también para salvaguardar la vida de las personas que concurren diariamente a dichas instalaciones (NEC, 2015), (REDi, 2013). Los resultados de este trabajo, es decir, la ejecución de la propuesta de reforzamiento estructural servirá para aportar seguridad a las instalaciones mediante un mejor comportamiento estructural del edificio, salvaguardando la integridad de los ocupantes que concurren a la Facultad de Ingeniería en Geología y Petróleos.

La falta de un código local que involucre todos los aspectos concernientes a readecuaciones de edificios existentes hace que en nuestro medio se deba recurrir a códigos extranjeros. Este trabajo será de gran interés para ingenieros que estén involucrados en el campo del reforzamiento de estructuras debido a que resume los requerimientos necesarios para realizar el complicado trabajo de modelar estructuras existentes (NEHRP & NIST, 2013). Culminar con éxito este trabajo aportará con el conocimiento para la capacidad ante cargas y serviciabilidad del edificio de la Facultad de Ingeniería en Geología y Petróleos (FEMA P-58, 2012), (ASCE/SEI 41-17, 2017).

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 MARCO TEÓRICO

Para el proceso de rehabilitación estructural de edificios se debe realizar un análisis de la edificación a intervenir, esta debe incluir medidas de readecuación para demostrar que se satisface el nivel de desempeño seleccionado. Donde las deficiencias sísmicas concernientes al nivel de desempeño objetivo son identificadas conforme a lo estipulado en la sección 2.2.4.1 de este trabajo. Con lo antes mencionado se debe desarrollar un esquema de readecuación estructural usando una o varias estrategias de readecuación como se lo resume en la sección 2.1.2.

Después de realizado el análisis de la estructura, incluyendo las medidas de readecuación, se debe comparar el desempeño de los elementos estructurales y no estructurales con el nivel de desempeño seleccionado para la estructura. (ASCE/SEI 41-17, 2017).

2.2 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

El principal problema en el Ecuador es que existen muchas construcciones informales que no han tenido la supervisión de un profesional tanto en la fase de diseño como en la fase de construcción, lo cual hace que el nivel de vulnerabilidad sísmica de la estructura aumente, debido a que no cumplen con la filosofía de diseño sismo resistente requerido por las normas, es por eso que las estructuras son más propensas a sufrir daños e incluso llegar al colapso (Pino & Ojeda, 2013).

2.3 RECOPIACIÓN DE DATOS PREVIOS

El edificio de la FIGP (Facultad de Ingeniería en Geología y Petróleos) tiene más de 45 años de antigüedad, y carece de documentación técnica como planos estructurales y arquitectónicos, por lo cual se procedió a realizar un levantamiento para obtener las dimensiones generales de la estructura, los niveles y las dimensiones tanto de elementos estructurales como no estructurales.

Además, se realizó una inspección visual para constatar los daños sufridos en la edificación debido a los últimos acontecimientos sísmicos ocurridos en el país.

2.4 REALIZACIÓN DE ENSAYOS

Al no contar con datos imprescindibles de diseño como la resistencia a compresión del hormigón en los elementos estructurales, fue necesaria la realización de la extracción de núcleos de hormigón, extracción de núcleos de mampuestos y de ensayos no destructivos (utilización de esclerómetros y pachómetros), para tener una aproximación de la resistencia y características de los materiales empleados en la construcción del edificio.

Mediante la obtención de los resultados de ensayos, se realizó un procesamiento de datos para determinar las características mecánicas de cada uno de los materiales empleados en la edificación y así poder realizar un modelo cercano a la realidad.

2.5 READECUAMIENTO ESTRUCTURAL

La literatura sugiere muchas técnicas aplicables para la readecuación de estructuras existentes, es por eso que se debe comprender todos los aspectos técnicos del tipo de intervención que se va a realizar, para posteriormente no generar efectos negativos. Entre las técnicas de readecuación más utilizadas se tiene:

- Encamisado de elementos estructurales.
- Reforzamiento externo mediante *braces*.
- Reforzamiento mediante FRP.

2.6 VULNERABILIDAD SÍSMICA

La vulnerabilidad o deficiencia sísmica se define como una condición que puede ser prevenida mediante el correcto diseño de un objetivo de desempeño estructural. El nivel de desempeño objetivo para una edificación puede ser establecido mediante la selección establecida en diferentes códigos. Una estructura evaluada ante estos códigos trata de minimizar el daño y permitir la pronta ocupación del edificio después de un evento significativo, es decir, que va más allá de la prevención del colapso. Comúnmente las técnicas utilizadas para mitigar la vulnerabilidad sísmica en los diferentes códigos tienen los mismos objetivos de desempeño, pero el grado de medida en la mitigación requerida puede diferir. (FEMA 547, 2006)

La falta de un correcto diseño en los elementos estructurales de una edificación es la principal condición para que dicha edificación no cumpla con el objetivo de rendimiento sísmico designado, lo cual le impide a la estructura realizar un buen desempeño ante eventos sísmicos fuertes. (FEMA 547, 2006)

2.7 FACTORES QUE AFECTAN A LA VULNERABILIDAD SÍSMICA

La vulnerabilidad sísmica de las edificaciones depende de las siguientes patologías y factores (NEC-15, 2015), (FEMA 547, 2006):

2.7.1 GEOMÉTRICOS

Las irregularidades geométricas en edificaciones son las causantes de cambios bruscos de rigidez y de masas, creando concentraciones de esfuerzos que provocan daños severos a las edificaciones. (NEC-15, 2015)

2.7.2 IRREGULARIDAD EN PLANTA

Para que exista torsión en planta en una edificación debe existir excentricidad entre el centro de rigidez y el centro de masa de la estructura. Los esfuerzos de torsión se generan cuando la estructura es sometida a esfuerzos horizontales debido a eventos sísmicos. Este tipo de irregularidad afecta a la respuesta dinámica de la estructura produciendo efectos no deseados. (ASCE/SEI 41-17, 2017)

2.7.3 IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN

Para evitar concentraciones de esfuerzos en determinados pisos que son débiles con respecto a los demás, es importante que no exista cambio en la rigidez, en las dimensiones, en las masas y en las resistencias de la estructura con el fin de que la edificación tenga un buen desempeño ante un evento sísmico. Al igual que la irregularidad en planta, este tipo de irregularidad también afecta a la respuesta dinámica de la estructura produciendo efectos no deseados. (ASCE/SEI 41-17, 2017)

2.7.4 CONSTRUCTIVOS

2.7.4.1 INFLUENCIA DE LA MAMPOSTERÍA EN LA ESTRUCTURA

Los pórticos constituidos por columnas y vigas rellenos de mampostería deben representar las fuerzas, rigideces y las deformaciones del pórtico en conjunto. Para este tipo de pórticos rellenos de mampostería se debe tomar en cuenta la respuesta del pórtico ante fuerzas sísmicas y para ello se debe representar la mampostería de relleno mediante un elemento que emule su comportamiento. (ASCE/SEI 41-17, 2017)

2.7.4.2 ESTRUCTURALES

- Características de las aberturas o huecos en muros
- Tipo y disposición de pisos
- Fijación de las cubiertas.

2.7.5 SUELO

El tipo de cimentación, la configuración de la cimentación incluyendo sus dimensiones y ubicaciones al igual que el material del que está compuesto, afectan al comportamiento dinámico de la estructura. Estos datos deben ser tomados de los documentos de diseño de la construcción o de reportes geotécnicos para la estructura existente que provean información del suelo en cual se diseñó la cimentación. El tipo de cimentación en el edificio de la FIGP no tiene registros de construcción, sus dimensiones, configuración y propiedades mecánicas de materiales son desconocidos. (ASCE/SEI 41-17, 2017)

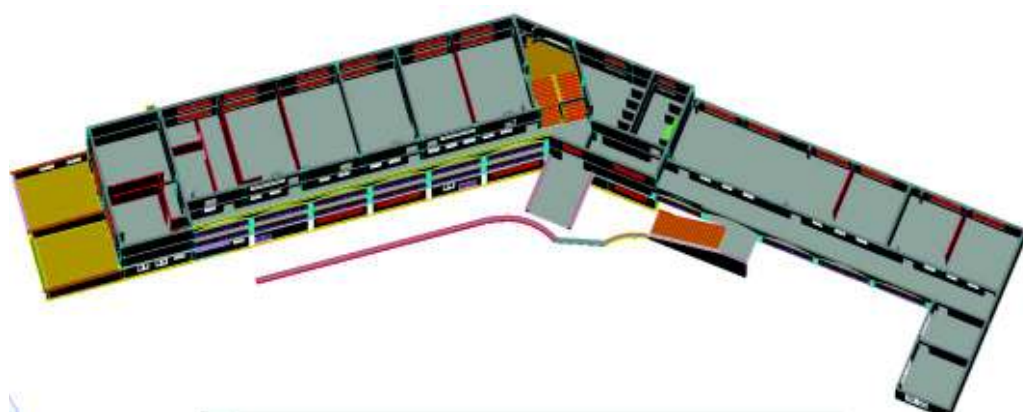
Al no contar con los planos de diseño se debería realizar un estudio complementario mediante la realización de calas de prospección in situ de la cimentación. (NEC-15, 2015) Sin embargo, este tipo de ensayos generaría inconvenientes en las actividades de los usuarios del edificio de la FIGP, además de requerir aprobación previa de autoridades encargadas. Es por lo antes mencionado que la influencia de la cimentación en la superestructura no fue considerada pese a ser un factor importante en el comportamiento total de la estructura, limitando el alcance de los resultados del presente trabajo.

2.8 PATOLOGÍAS ESTRUCTURALES QUE AFECTAN A LA EDIFICACIÓN

2.8.1 IRREGULARIDAD EN PLANTA

El edificio de la Facultad de Ingeniería en Geología y Petróleos presenta una configuración estructural irregular en planta como se puede apreciar en la figura 1.

Figura 1 Vista en planta del edificio FIGP

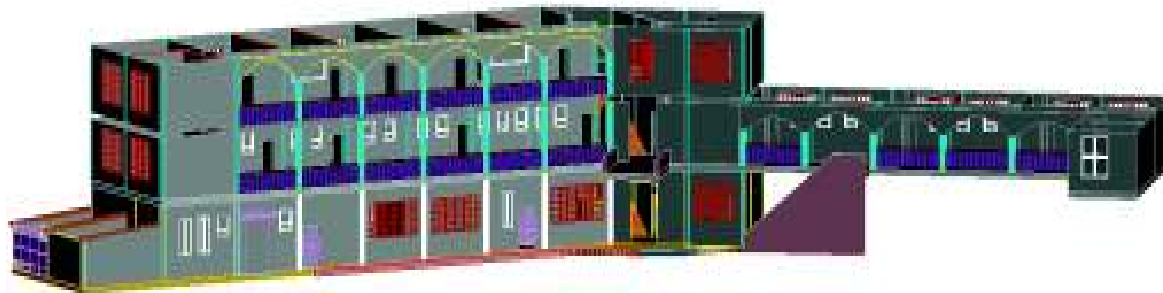


ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

2.8.2 IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA

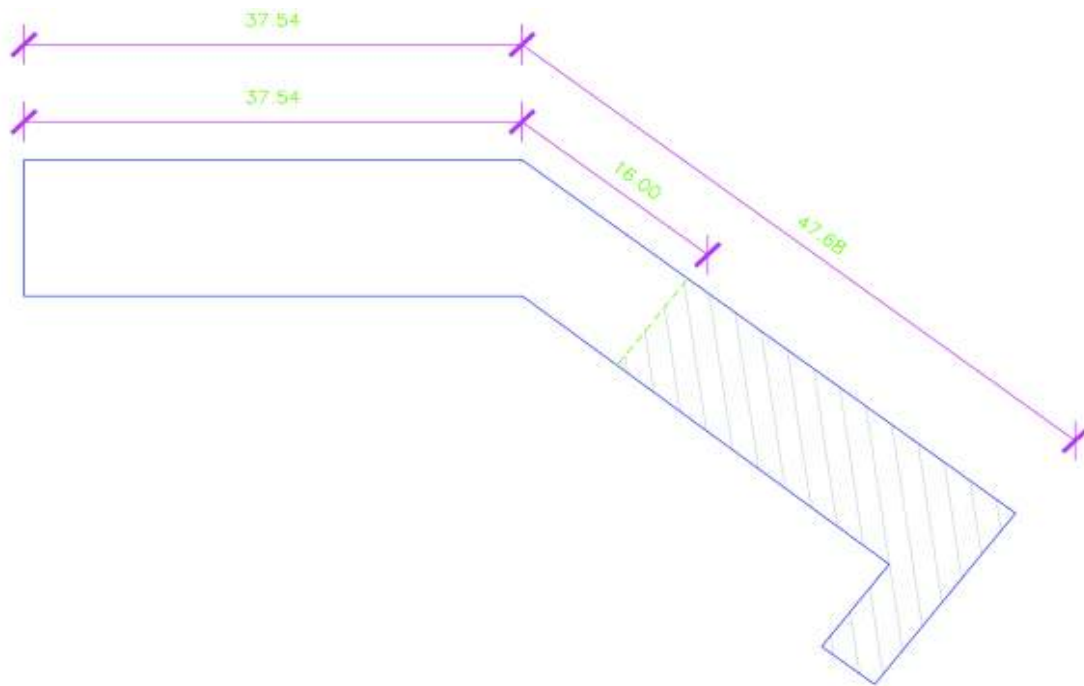
El edificio de la Facultad de Ingeniería en Geología y Petróleos presenta una configuración estructural irregular en elevación, es decir que la dimensión en planta del segundo nivel es mayor que 1.3 veces la dimensión de los niveles adyacentes. Esta irregularidad se la puede apreciar visualmente en la figura 2 y 3 y se lo demuestra en la tabla 1.

Figura 2 Vista en elevación del edificio FIGP



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Figura 3 Irregularidad geométrica del edificio



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Tabla 1 Relación de Irregularidad geométrica del edificio

Nivel	Dimensión 1	Dimensión 2	Long. Total	Relación
1	37.54	16.00	53.54	1.00
2	37.54	47.68	91.08	1.59
3	37.54	16.00	53.54	1.00

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

2.8.3 INCOMPATIBILIDAD DE MATERIALES

Un problema que puede ocurrir en estructuras es la incompatibilidad entre diferentes fuerzas de resistencia de los elementos estructurales. Por ejemplo, un panel de mampostería portante es más flexible que un muro de corte; como resultado, ante un evento sísmico el muro de corte toma toda la demanda deformándose hasta que esta falla. Mientras el muro de corte se deforma y debido a su diferente rigidez hace que el panel de mampostería se deforme también y al no ser un elemento estructural que soporta altas deformaciones este se agrieta y/o falla. (ASCE/SEI 41-17, 2017)

La edificación presenta una interacción perjudicial entre elementos de diferente material, como se observa en la fotografía 1, existe una cercha de acero colocada arriba de la mampostería, la cual está conectada con un mortero de una aparente baja resistencia, todo

este sistema incompatible disminuye el desempeño de la estructura ante un evento sísmico fuerte ya que estos elementos no actuarían como un elemento en conjunto debido a su incompatibilidad de materiales y a su conexión.



Fotografía 1 Incompatibilidad de materiales en el tercer nivel del edificio FIGP

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

2.9 EVALUACIÓN SÍSMICA

La evaluación sísmica de la edificación fue requerida por parte de las autoridades de la facultad de Ingeniería en Geología y Petróleos, ya que no existe una entidad gubernamental que pueda realizar un programa para la reducción de riesgos y realizar una evaluación para la readecuación de estructuras.

Las evaluaciones sísmicas también son requeridas por las entidades locales, tales como el Instituto Metropolitano de Patrimonio. En nuestro caso, el predio de la Escuela Politécnica Nacional se encuentra dentro de los predios inventariados por el Instituto Metropolitano de Patrimonio, es por esto que cualquier modificación a las estructuras existentes dentro del predio deben ser aprobadas por esta institución.

2.9.1 VISITA AL SITIO

Para determinar el estado en que se encuentra el edificio de la facultad de Ingeniería de Geología y Petróleos, el evaluador debe realizar una visita al sitio para verificar los daños existentes y recopilarlos en una base de datos. (FEMA 547, 2006)

Dentro de la visita al sitio de estudio el evaluador debe considerar los siguientes aspectos generales de la edificación: el número de pisos de la estructura, patologías estructurales

existentes, sistema portante, tipo de mampostería y el año de construcción. Además, describir el sistema estructural que posee la edificación con una breve referencia de las dimensiones de los elementos estructurales y no estructurales. También, identificar el grado de sismicidad y el tipo de suelo del sitio donde se encuentra ubicada la estructura (FEMA-310, 1998), (ASCE/SEI 41-17, 2017).

2.10 NIVEL DE DESEMPEÑO

Antes de realizar una evaluación sísmica se debe definir el nivel de desempeño en que se encuentra la facultad de Ingeniería en Geología y Petróleos.

Los niveles de desempeño sísmico se detallan a continuación:

Tabla 2 Niveles de Desempeño Sísmico

Categoría	Nivel de Desempeño (BSE -1E)	Nivel de Desempeño (BSE-2E)
I, II	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso
III	Control de Daños	Seguridad Limitada
IV	Ocupación Inmediata	Seguridad Limitada

FUENTE: (ASCE/SEI 41-17, 2017) / ADECUADO POR: AGUIRRE & BONE

El nivel de desempeño en el que se encuentra la estructura dependerá de los resultados del análisis dinámico no lineal Time History aplicado a la estructura. (ASCE/SEI 41-17, 2017)

2.11 REGIÓN DE SISMICIDAD

El Ecuador está catalogado como de amenaza sísmica muy alta debido a que pertenece a la región denominada Cinturón de Fuego del Pacífico, y de acuerdo con la sec.3.1.1 del NEC_SE_DS, NEC 2015, la región de la Sierra donde se encuentra ubicada la estructura de estudio presenta una amenaza sísmica alta.

2.12 CATEGORIAS DE DEFICIENCIA SÍSMICA

Para tener una mejor perspectiva acerca del desempeño de la estructura y así poder desarrollar una estrategia de readecuación, es conveniente ubicar las deficiencias sísmicas de la edificación en categorías. Al realizar una evaluación sísmica muchas de las características de construcción podrían ser reconocidas como una deficiencia y se las podría encasillar en más de una categoría. (FEMA 547, 2006)

Para considerar ciertas técnicas de readecuación se debe tener en cuenta las siguientes categorías de deficiencias que están presentes en la mayoría de los edificios.

2.13 FUERZA GLOBAL

“La fuerza global se refiere a la fuerza lateral del sistema fuerza-resistencia lateral orientado verticalmente en el punto de rendimiento global efectivo” (FEMA 547, 2006). En los edificios más antiguos es más común determinar una deficiencia en la fuerza global de la estructura, en la mayoría de los casos se debe a un mal diseño sísmico o debido al uso de códigos que presentaban requerimientos de fuerzas incorrectos. Pero no es la única deficiencia que se presenta en una evaluación sísmica, es por eso que se debe identificar las deficiencias que pueden no mitigarse únicamente mediante la adición de fuerza. (FEMA 547, 2006)

2.14 RIGIDEZ GLOBAL

La rigidez global como deficiencia se encuentra comúnmente en edificios antiguos y puede deberse a la completa ausencia de diseño sísmico o a un diseño realizado con un código antiguo. De todos modos, esto raramente es la única patología en una estructura. (FEMA 547, 2006). Para que las derivas se reduzcan de manera eficiente en los niveles más críticos se debe agregar rigidez a la estructura, por lo tanto, las exigencias en la mayoría de los componentes del edificio se reducen considerablemente mediante una mayor rigidez inicial que mediante una mayor resistencia global. (FEMA 547, 2006)

2.15 CAMINO DE LA CARGA

A pesar de que todas las deficiencias tienen efectos significativos en el desempeño sísmico de una edificación, la discontinuidad en el camino de la carga, o un esfuerzo inadecuado en el camino de la carga, puede ser considerado como crítico porque esta deficiencia neutralizará los atributos positivos que hacen que el sistema sismo-resistente sea efectivo. El camino de la carga es considerado comúnmente como la manera en que cada masa en el edificio se transmite en los elementos hasta llegar al suelo. Por ejemplo, para un edificio en el cual el panel deck que transfiere su carga hacia las viguetas mediante sus conectores, las viguetas transfieren sus cargas hacia las vigas, las vigas hacia las columnas y las columnas a la cimentación la cual transfiere la carga del edificio hacia el suelo. Las deficiencias en el camino de la carga son difíciles de categorizar porque la deficiencia en el esfuerzo de un elemento puede ser considerado como deficiencia de otro elemento. Es

por lo que se debe hacer énfasis en el diseño de las conexiones entre elementos. (FEMA 547, 2006)

2.16 CIMIENTOS

Las deficiencias debido a la cimentación pueden ocurrir dentro del elemento de cimentación mismo o debido a mecanismos de transferencias inadecuados entre la cimentación y el suelo. Las deficiencias de transferencia incluyen asentamientos excesivos o falla en las zapatas, rotación excesiva, capacidad de tensión inadecuada de cimentaciones profundas o pérdida de la capacidad de carga debido a licuefacción (FEMA 547, 2006).

Los profesionales ligados a trabajos concernientes a readecuar estructuras deben buscar toda la información existente del edificio como la configuración del sistema de cimentación, sus cargas, sus deformaciones ante eventos sísmicos, el peligro sísmico asociado a la geología, fallas geológicas cercanas y licuefacción del suelo. (ASCE/SEI 41-17, 2017)

2.17 READECUAMIENTO SÍSMICO

Para determinar si una estructura necesita ser readecuada o no, debe ser evaluada de acuerdo con los métodos expuestos en la sección 2.5 de este trabajo, los cuales varían de acuerdo con la reglamentación de cada país. En el Ecuador no se cuenta con una norma para la readecuación de estructuras, es por eso que el diseño para el proceso de readecuación sísmica es complejo y, a diferencia de otros diseños de ingeniería civil, a menudo implica más arte que ciencia y la utilización de códigos extranjeros. (FEMA 547, 2006)

2.18 ESTÁNDARES DE READECUACIÓN

Los lineamientos de evaluación y estándares para la readecuación sísmica de una estructura se han venido desarrollando en paralelo, y de acuerdo con muchos proyectos elaborados por ingenieros civiles, los resultados obtenidos son los mismos. Sin embargo, un pequeño grupo de ingenieros que han venido trabajando un largo tiempo sobre la readecuación de estructuras, opinan que el límite de evaluación debe establecerse en un nivel mínimo aceptable debido al costo y la interrupción de la readecuación, pero una vez que se requiere la readecuación, se debe usar un estándar más alto y más confiable para evaluación y para readecuación (FEMA 547, 2006), (ASCE/SEI 41-17, 2017).

2.19 TIPOS DE READECUACIÓN

2.19.1 DISEÑO DE READECUACIÓN BASADO EN RESPUESTA NO LINEAL

Un tipo de análisis de historia en el tiempo deberá ser usado con el fin de justificar un diseño o una evaluación estructurales en la cual un método de diseño lineal no sea suficiente. (NEC, 2015)

Para determinar la readecuación estructural no se considera completamente la respuesta no lineal, es por eso que para el edificio de la facultad de Ingeniería en Geología y Petróleos se tomó en consideración el método no lineal TIME HISTORY, ya que esta técnica ayudará a predecir con más fiabilidad el comportamiento de la estructura en su rango no lineal. (NEC-15, 2015)

Para un análisis del tipo Time History debe incorporarse en el modelo matemático los parámetros no lineales de carga-deformación de los materiales y componentes estructurales, estos componentes deben estar sujetos a eventos sísmicos representados por registros de aceleraciones del suelo con la finalidad de conocer las fuerzas, desplazamientos y daños de elementos en el nivel de desempeño estructural de diseño. (ASCE/SEI 41-17, 2017)

2.19.2 AGREGAR ELEMENTOS

Agregar elementos a la estructura es una de las medidas de adaptación más generales para mitigar las deficiencias sísmicas. En la mayoría de los casos se agregan nuevos muros de corte, marcos arriostrados o marcos de momentos para mitigar las ya mencionadas deficiencias en la resistencia global, rigidez global y la configuración estructural. (FEMA 547, 2006) Sin embargo, aumentar la capacidad de los elementos existentes podría generar un problema en el camino de la carga (sección 2.15), por lo tanto, el diseñador debe asegurarse que las nuevas cargas puedan ser entregadas a los componentes existentes, y así evitar crear una deficiencia que no existía inicialmente. (FEMA 547, 2006)

2.19.3 MEJORAR EL RENDIMIENTO DE LOS ELEMENTOS EXISTENTES

El rendimiento de los elementos existentes se lo puede lograr mejorando la resistencia de estos a esfuerzos de corte o momento, o simplemente alterando el elemento de una manera que permita una deformación adicional sin comprometer la capacidad de carga vertical. Dado que ciertos componentes de la estructura ceden cuando se someten a un

fuerte movimiento del suelo, es importante que se induzcan algunas secuencias de rendimiento como lo recomienda el (NEC, 2015) columna fuerte y viga débil. Otras opciones también pueden ser incorporadas como apuntalar los miembros que están cediendo ante las conexiones con la finalidad de inducir un tipo de falla dúctil. (FEMA 547, 2006)

2.19.4 REDUCIR LA DEMANDA

Para lograr una reducción en la demanda, un método es la eliminación de varios pisos superiores de la estructura, sin embargo, se debe considerar el ruido y la interrupción o remoción de escombros, especialmente si los pisos restantes deben permanecer ocupados. En muchos casos, es posible que se requiera poco o ningún trabajo de retro-adaptación en los pisos inferiores (FEMA 547, 2006).

2.19.5 ELIMINAR COMPONENTES SELECCIONADOS

Al desacoplar o eliminar por completo elementos frágiles de la estructura se logra mejorar la capacidad de deformación. Uno de los métodos más eficaces es la colocación de muros de corte en lugar de la mampostería no reforzada para cambiar su comportamiento de falla a un modo más aceptable y así evitar que la columna sea una “columna corta” propensa a fallas por cortante. (FEMA 547, 2006)

2.20 ESTRATEGIAS PARA DESARROLLAR ESQUEMAS DE READECUACIÓN

En muchos de los casos la readecuación de la estructura está orientada por los problemas que puedan presentar a los usuarios de la edificación en lugar de satisfacer las demandas técnicas requeridas por las normas para mitigar el riesgo sísmico de la estructura. Para el propietario o los ocupantes del edificio los siguientes parámetros son las más preocupantes al momento de realizar una readecuación:

2.20.1 COSTOS

El costo de construcción de la readecuación estructural es siempre importante, a pesar de ello existen otras consideraciones económicas que se deberían tomar en cuenta, como el contenido que posee el edificio o como el costo de la interrupción de los usuarios de sus actividades diarias, que pueden ser de magnitudes mayores, lo que disminuye la importancia del costo de la readecuación estructural. (FEMA 547, 2006), (ASCE/SEI 41-17, 2017)

2.20.2 RENDIMIENTO SÍSMICO

El desempeño sísmico que tenga la estructura será siempre importante para la readecuación, ya que de acuerdo con este desempeño se pueden desarrollar esquemas para el reforzamiento de la edificación, sin embargo, para estructuras que requieran la ocupación continua de las instalaciones, tendrán limitaciones en la aplicación de los métodos para reparar la estructura. (FEMA 547, 2006), (ASCE/SEI 41-17, 2017)

2.20.3 INTERRUPCIÓN A CORTO PLAZO

Para edificios en los cuales sus instalaciones se encuentren ocupadas total o parcialmente, el parámetro de interrupción se convierte en dominante en el momento de realizar el diseño de readecuación, ya que la continuidad de las actividades de los ocupantes es indispensable. (FEMA 547, 2006)

Por lo tanto, para reducir las interrupciones se deben de colocar los elementos de refuerzo por fuera de la edificación, por lo que para el edificio de FIGP, el diseño óptimo para el reforzamiento es el que tome en consideración en su etapa de planificación y diseño la aceptabilidad del ruido, el polvo y las vibraciones que se generan al momento de la instalación de los elementos de refuerzo.

2.20.4 ESTÉTICA

En edificaciones que son muy antiguas la conservación de la apariencia histórica generalmente controla el diseño del reforzamiento, sin embargo, para el edificio de la Facultad de Ingeniería en Geología y Petróleos la estética y el costo de la readecuación fueron considerados de forma equitativa. También se tomó en cuenta la influencia de la manera en que las alternativas de reforzamiento ocasionan interrupciones en las actividades de los usuarios. (FEMA 547, 2006)

CAPÍTULO III

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

3.1 SERVICIABILIDAD DE LA EDIFICACIÓN

Los sistemas estructurales y sus miembros deben estar diseñados para tener la rigidez adecuada y así poder limitar las deflexiones, la deriva lateral, las vibraciones o cualquier otro tipo de deformación que afectan de manera negativa el uso y el rendimiento previstos de los edificios y otras estructuras. (ASCE/SEI, 2016)

3.2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA ANTIGUA

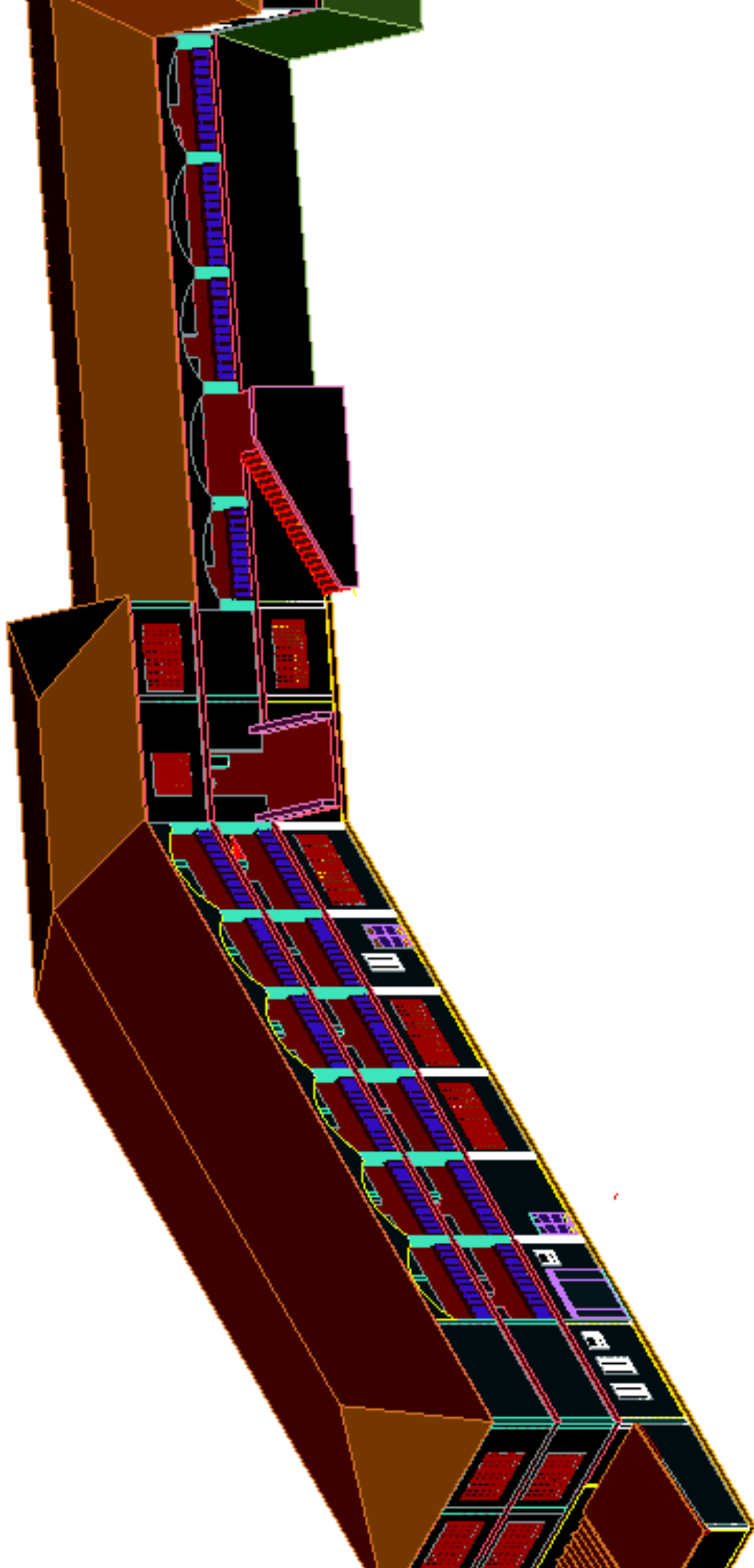
La estructura que se analizó es el edificio de la Facultad de Ingeniería en Geología y Petróleos ubicado en el campus José Rubén Orellana de la Escuela Politécnica Nacional en la ciudad de Quito, el cual fue adquirido al colegio Americano en 1983.

La concepción arquitectónica y estructural del primer edificio, objeto de nuestro análisis, está conformada por un posible sistema estructural mixto de pórticos y mampostería portante en sus tres plantas donde funcionan aulas, laboratorios y oficinas.

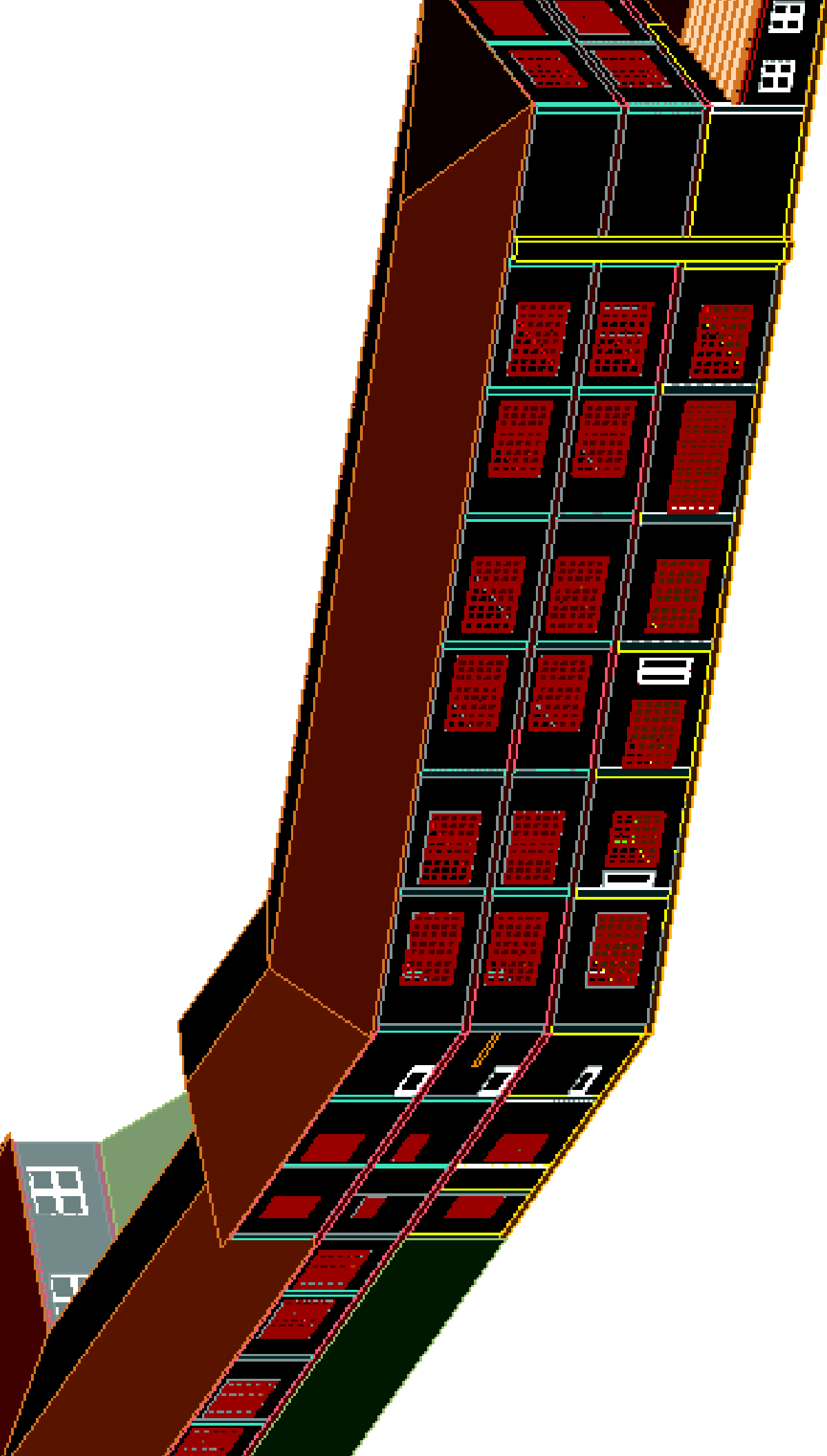
El segundo edificio fue construido a mediados de la década del ochenta. Es una estructura contemporánea que consta de un sistema aporticado que su primer nivel está constituido por un piso donde funciona la biblioteca de la facultad y en su segundo nivel está compuesto de dos pisos, donde funcionan aulas y laboratorios. Este edificio no es parte del alcance de este trabajo.

El sistema estructural del edificio objetivo del presente proyecto, ubicado en la parte Sur-Oriental de la FIGP, está constituido en su primera y segunda planta por un sistema aporticado con losas nervadas en una dirección en el área de las aulas y laboratorios, y también por losas macizas en el sector de los pasillos. La tercera planta no posee una losa, pero soporta una cercha de acero mediante un pórtico de columnas y vigas.

El edificio en su parte Noroccidental está constituido por un sistema estructural aporticado sin la presencia de losas y con una estructura metálica tipo cercha que funciona como soporte para el tejado, esta cercha está apoyada sobre vigas. En esta etapa están ubicadas las oficinas administrativas de la facultad.



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

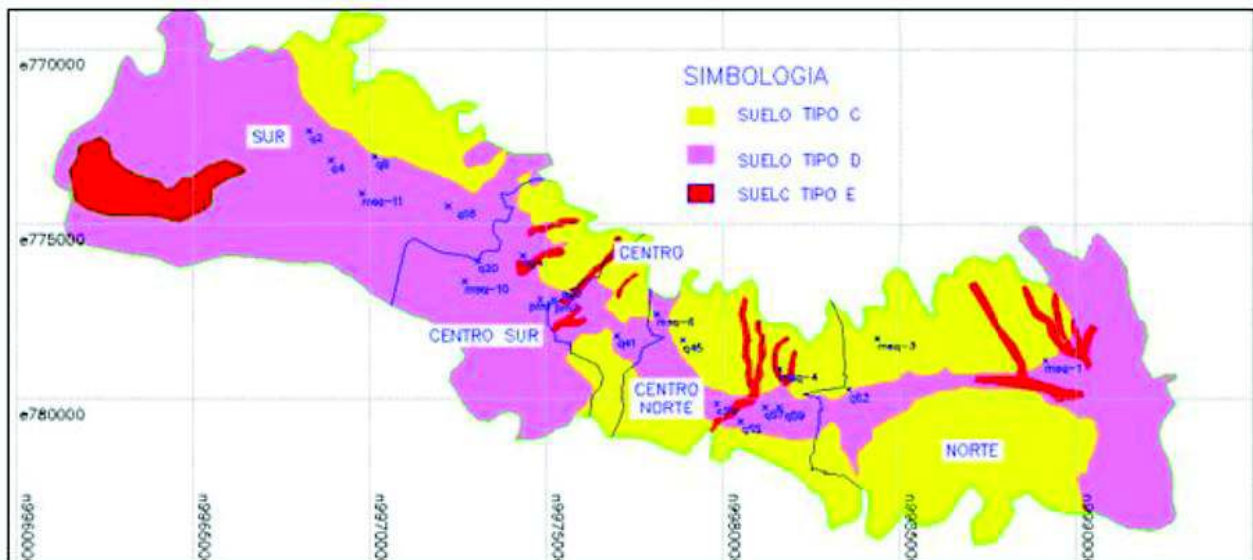
3.3 DESCRIPCIÓN DE LA GEOLOGÍA EN LA UBICACIÓN DEL PROYECTO

El entorno local del suelo tiene un papel fundamental en la respuesta de la estructura, y quedó evidenciado en el terremoto del 16 de abril de 2016, ya que el epicentro fue entre las parroquias de Pedernales y Cojimíes, de la provincia de Manabí, y a pesar de que se encuentra a 279 Km de distancia, Quito sufrió daños considerables como; tres viviendas colapsadas. (Secretaría de Seguridad IMQ, 2016)

De acuerdo con estudios realizados por la Escuela Politécnica Nacional, la Escuela Superior Politécnica del Ejército y por (ERNAL) Evaluación de Riesgos Naturales en América Latina de Colombia, se puede considerar que el suelo de Quito en su mayor parte está compuesto por una arena con limo SM conocido en el medio como cangagua, que es un material resistente ante cargas verticales, pero no tiene un buen comportamiento ante la acción del viento y ante el agua. (Aguiar, 2013)

De acuerdo con las investigaciones realizadas para realizar la microzonificación de Quito, el suelo característico es de tipo C o D en su gran mayoría. Es por esto por lo que el suelo tipo C será adoptado para esta investigación en base al mapa de la figura 6 y a la localización de la estructura.

Figura 6 Mapa de clasificación de los suelos de Quito



FUENTE: (Aguiar, Microzonificación Sísmica de Quito, 2017)

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1 PLANOS ARQUITECTÓNICO Y ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN

4.1.1 PLANOS ARQUITECTÓNICOS

Mediante información proporcionada por el Departamento de Construcción y Fiscalización de la Escuela Politécnica Nacional se obtuvo acceso a planos arquitectónicos de la FIGP. En el año 2001 un consultor particular mediante un levantamiento realizó los planos arquitectónicos de las tres plantas que constituyen la facultad en estudio.

Los planos arquitectónicos antes mencionados constan de la vista en planta de los tres niveles del edificio antiguo de la facultad de Ingeniería de Geología y Petróleos.

4.1.2 MODIFICACIÓN DE LOS PLANOS ARQUITECTÓNICOS

Al realizar una inspección en campo juntamente con técnicos del Centro de Investigación de la Vivienda (CIV-EPN) se constató que los planos proporcionados por el departamento de Construcción y Fiscalización tenían las siguientes observaciones:

Desde la fecha de realización del levantamiento arquitectónico varias puertas, ventanas, paredes, gradas y fachada fueron modificadas y/o removidas. Debido a las observaciones antes mencionadas se procedió a realizar las siguientes modificaciones:

- Agregar paredes que no existían en el levantamiento arquitectónico.
- Eliminar paredes que fueron derrocadas desde la realización del levantamiento arquitectónico (ANEXO I).
- Cambio de sección de los elementos estructurales.
- Agregar las fachadas del edificio.
- Agregar la geometría y las propiedades de la armadura de la cubierta del edificio.

4.1.3 GRIETAS EN LA MAMPOSTERÍA

Se realizó una inspección visual en base al código (FEMA 306, 1998), siendo esta una manera útil de evaluar daños por terremotos a muros y mampostería. Los tipos de daños observados en la mampostería, vigas y columnas de la facultad de Ingeniería de Geología y Petróleos en su mayoría son grietas y fisuras, la cuales variaban tanto en largo, ancho y profundidad. La información recopilada fue levantada en planos como se detalla en el ANEXO II.

4.1.4 PLANOS ESTRUCTURALES

Las autoridades del Departamento de Construcción y Fiscalización de la EPN manifestaron que no existen registros de planos estructurales del edificio, por lo cual los mismos deben ser generados. La metodología para la generación de planos estructurales consiste en los siguientes pasos:

- Control de las secciones de los elementos estructurales existentes.
- Revisión del armado de los elementos estructurales
- Localización del acero de refuerzo
- Dibujo Estructural de los elementos

4.2 CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LOS MATERIALES

Un análisis estructural detallado del comportamiento sísmico de un edificio requiere un buen entendimiento del comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales existentes tales como: vigas, columnas y muros. Conocer el tipo de conexión entre elementos y sus propiedades mecánicas. Los esfuerzos y capacidad de deformación deben ser modelados con base en las propiedades derivadas del material y el conocimiento detallado que se tiene de dicho componente.

Debido a la escasez de información estructural del edificio la caracterización mecánica de los materiales deberá obtenerse mediante ensayos tanto en sus elementos estructurales como en los no estructurales.

4.2.1 HORMIGÓN

La resistencia del hormigón se ve afectada por su ubicación en un elemento estructural, tendiendo a ser más resistente el concreto de la base que el de la parte superior. La resistencia del núcleo también se ve afectada por su orientación en relación con el plano horizontal de colocación del concreto, tendiendo a ser inferior si el núcleo se obtiene en forma paralela al plano horizontal. Estos factores deben ser considerados al planificar las ubicaciones para obtener las muestras de hormigón, y al comparar los resultados de los ensayos de resistencia. Además, la resistencia del hormigón ensayado debería exceder al valor de compresión con el que fue diseñado. (ACI 318-14, 2014)

4.2.2 ENSAYOS EXISTENTES

El Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional (CIV) en el estudio previo de vulnerabilidad del edificio la facultad de Ingeniería en Geología y Petróleos realizó el ensayo de compresión de 6 núcleos extraídos del edificio de FIGP (ANEXO III), obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 3 Resultados de ensayo de compresión

Identificación	Esfuerzo de Compresión (kg/cm ²)
C4-P3	174
C3-P2	246.8
C1-P1	200.8
C2-P1	140.9
V2-P3	316.7
V1-P2	133.6

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.2.2.1 INTERPRETACIÓN DE LOS ENSAYOS EXISTENTES

Para la interpretación de los resultados se utilizó los siguientes parámetros estadísticos (Blitztein & Hwang, 2014):

Media: parámetro estadístico que proporciona un promedio numérico de los valores de las muestras.

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n x_i$$

Desviación estándar: parámetro estadístico que proporciona una medida de variabilidad.

$$\sigma_s = \frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$$

Asimetría: es una medida que permite identificar la forma de una distribución de datos sin la necesidad de generar su gráfico.

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3$$

Coficiente de variación: es un coeficiente que mide la dispersión en forma relativa y permite una interpretación más objetiva de la variabilidad.

$$C_v = \frac{\sigma_s}{\bar{x}}$$

Coficiente de asimetría: es coeficiente que proporciona una idealización de la forma de dispersión de los valores de la muestra.

$$C_s = \frac{a}{\sigma_s^3}$$

Mediante el uso del software Matlab 2017b se realizó el análisis estadístico de los datos de esfuerzo a compresión detallados en el numeral 4.2.1.1 obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 4 Resultados de análisis estadístico

Parámetro Estadístico	Valor	Unidades
Media	202.1333	Kg/cm ²
Desviación Estándar	69.8000	Kg/cm ²
Coeficiente de Variación	0.3453	----
Coeficiente de Asimetría	0.8990	----

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Con los datos parámetros estadísticos obtenidos se puede concluir que:

- La dispersión de datos ocasiona que la desviación estándar aumente.
- Si el coeficiente de variación es mayor a 0.2 se recomienda la realización de ensayos adicionales hasta que el coeficiente de variación sea menor o igual a 0.2 o en su defecto el uso de un factor de seguridad $k=0.75$ que afectaría a todos los elementos estructurales. (ASCE/SEI 41-17, 2017)

4.2.3 TAMAÑO DE LA MUESTRA

El código (ASCE/SEI 41-17, 2017) en la sección 10.2.2.4.2.2 establece que el tamaño mínimo de ensayos necesarios para determinar el esfuerzo de compresión del concreto debe seguir los siguientes criterios:

Para elementos de concreto cuyo esfuerzo de compresión especificado es conocido y no se tiene registro de ensayos realizados, se especifica un número mínimo de 3 ensayos de extracción de núcleos para cada nivel de la estructura.

Para elementos de concreto cuyo esfuerzo de diseño no es conocido y no se tiene registros de ensayos de extracción de núcleos, se especifica un mínimo de 6 ensayos de extracción de núcleos para cada nivel de la estructura.

El cálculo vía ultrasonidos u otro tipo de ensayos no destructivos no deberán sustituir los ensayos de laboratorio para la extracción de núcleos de hormigón. (ASCE/SEI 41-17, 2017)

Al plantear un estudio por muestreo, se alcanza siempre el punto donde se debe tomar una decisión acerca del tamaño de la muestra. Decisión importante debido a que si se toma una muestra muy grande esta podría producir un despilfarro de recursos o una muy pequeña podría disminuir la validez de los resultados.

A continuación, se propone la utilización de dos métodos normados para determinar el tamaño necesario de la muestra de núcleos de hormigón, con la finalidad de obtener un dato preciso del esfuerzo de compresión.

4.2.3.1 NORMA ASTM E 122

La Norma ASTM E 122-00 expone métodos sencillos para el cálculo de la cantidad de unidades necesarias en una muestra aleatoria para estimar con una precisión prescrita, una medida de la calidad para todo el lote de unidades.

Basándose en que el hormigón tiene una distribución normal, la norma plantea la siguiente ecuación para determinar el tamaño de la muestra:

$$n = \left(\frac{3 \cdot \sigma_s}{E} \right)^2$$

Donde:

n: Tamaño de la muestra tomada de un lote o proceso

σ_s : Estimación de la desviación estándar

E: Máximo error admisible entre la estimación a ser hecha de la muestra y el resultado de la medición de todas las unidades en el lote o proceso.

En el numeral 4.2.2.1 se obtuvo un valor preliminar de la desviación estándar con el análisis estadístico de los resultados de los ensayos de compresión de los núcleos de hormigón extraídos en el estudio previo de vulnerabilidad del edificio. De esta manera se obtiene un tamaño muestral sugerido:

$$\sigma_s = 69.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 30.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \left(\frac{3 \cdot 69.8}{30.0} \right)^2$$

$$n = 48 \text{ muestras}$$

Donde se puede concluir que:

Debido a que la desviación estándar resultante de los ensayos previos es alta, el número de ensayos sugeridos por este método también es alto.

4.2.3.2 ESTIMACIÓN ESTADÍSTICA DEL TAMAÑO DE LA MUESTRA

La estimación del tamaño muestral permite comprobar lo que se pretende con la seguridad y precisión fijadas por los investigadores. La variabilidad de o de los parámetros a estimar depende esencialmente de datos previos obtenidos o estudios piloto.

De esta manera se sugiere utilizar la siguiente ecuación a fin de encontrar el tamaño muestral correcto (Blitztein & Hwang, 2014):

$$n = \frac{z^2 \cdot (p \cdot q)}{e^2 + \frac{z^2 \cdot (p \cdot q)}{N}}$$

Donde:

- n: Tamaño de la muestra
 z: Factor relacionado al nivel de confianza deseado
 p: Proporción de la población con la característica deseada (50%)
 q: Proporción de la población sin la característica deseada (50%)
 N: Tamaño de la población

$$n = \frac{0.10^2 \cdot (0.50 \cdot 0.50)}{0.10^2 + \frac{1.65^2 \cdot (0.50 \cdot 0.50)}{159}}$$

$$n = 48 \text{ muestras}$$

Donde se concluye que:

- Debido a que el tamaño de la población es grande y a que el nivel de confianza deseado es alto, el número de ensayos necesarios es alto también.
- El ensayo realizado por el método estadístico coincide con el método de la norma ASTM E-122. Por estas razones el número de ensayos que se debería realizar es el obtenido por dichos métodos.

4.2.3.2.1 ENSAYOS ADICIONALES REQUERIDOS

El ensayo concerniente a la extracción de muestras representativas de núcleos de hormigón de estructuras existentes permite evaluar la resistencia a compresión del hormigón. La resistencia de los núcleos de hormigón dependerá del grado de humedad a la que está sometida la muestra, de la ubicación del núcleo y de orientación a la cual fue extraído. (ASTM C42/C39, 2019)

El ensayo del esclerómetro se aplica para delinear zonas o regiones de baja calidad y también para determinar la uniformidad del concreto (ASTM-C125, 2018). Es por lo que este ensayo debe ser usado para corroborar los resultados de los valores de compresión de otro tipo de ensayos.

El número de ensayos existentes es insuficiente para satisfacer lo determinado en los numerales 4.2.3.1 y 4.2.3.2, por lo tanto, se debe proceder a realizar ensayos adicionales, los cuales se dispusieron de la siguiente manera:

- 12 ensayos de extracción de núcleos de hormigón.
- Los ensayos restantes de resistencia del hormigón mediante esclerómetro.

Observaciones adicionales:

Los ensayos de extracción de núcleos de hormigón previos y adicionales requeridos deben complementarse en cantidad para cumplir con lo especificado con la norma (ASCE/SEI 41-17, 2017) como se expone en el numeral 4.2.3.2.1 del presente trabajo.

La norma (ASCE/SEI 41-17, 2017) recomienda que los ensayos no destructivos deben complementar a los ensayos destructivos sin reemplazarlos.

4.2.3.3 EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS

Se realizaron los ensayos de extracción de núcleos necesarios para complementar el tamaño muestral requerido.

4.2.3.3.1 UBICACIÓN DE LOS NÚCLEOS DE HORMIGÓN

Mediante una hoja de cálculo que determina el tipo de elemento, se dispuso aleatoriamente los lugares donde se realizaron los ensayos.

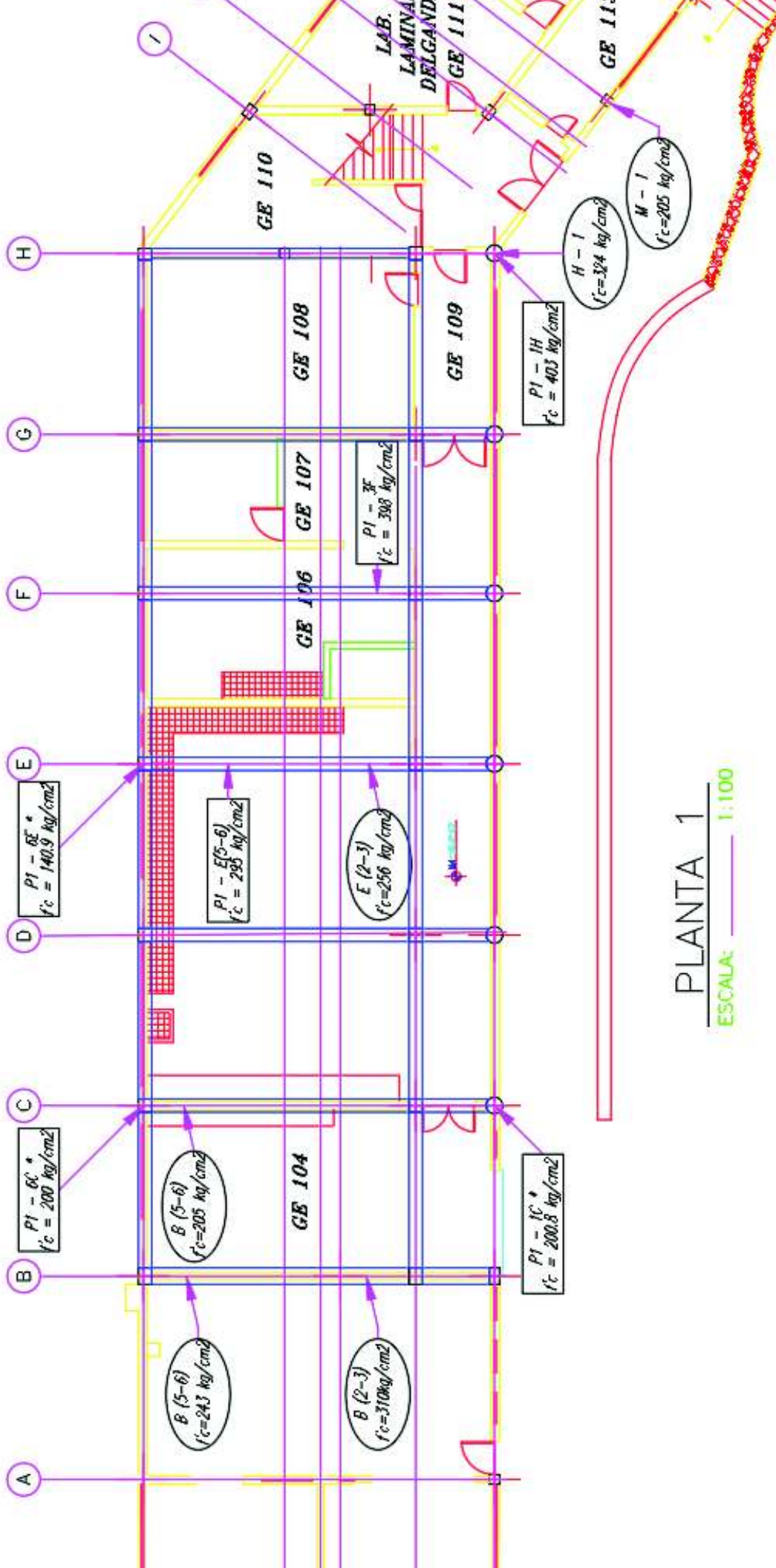
4.2.3.3.2 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS ADICIONALES

La resistencia y ubicación de los núcleos de hormigón extraídos de la FIGP se representa en los siguientes gráficos y se resume en las tablas del numeral 4.2.2 y 4.2.3.3.3:

Figura 7 Nomenclatura ensayos realizados



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

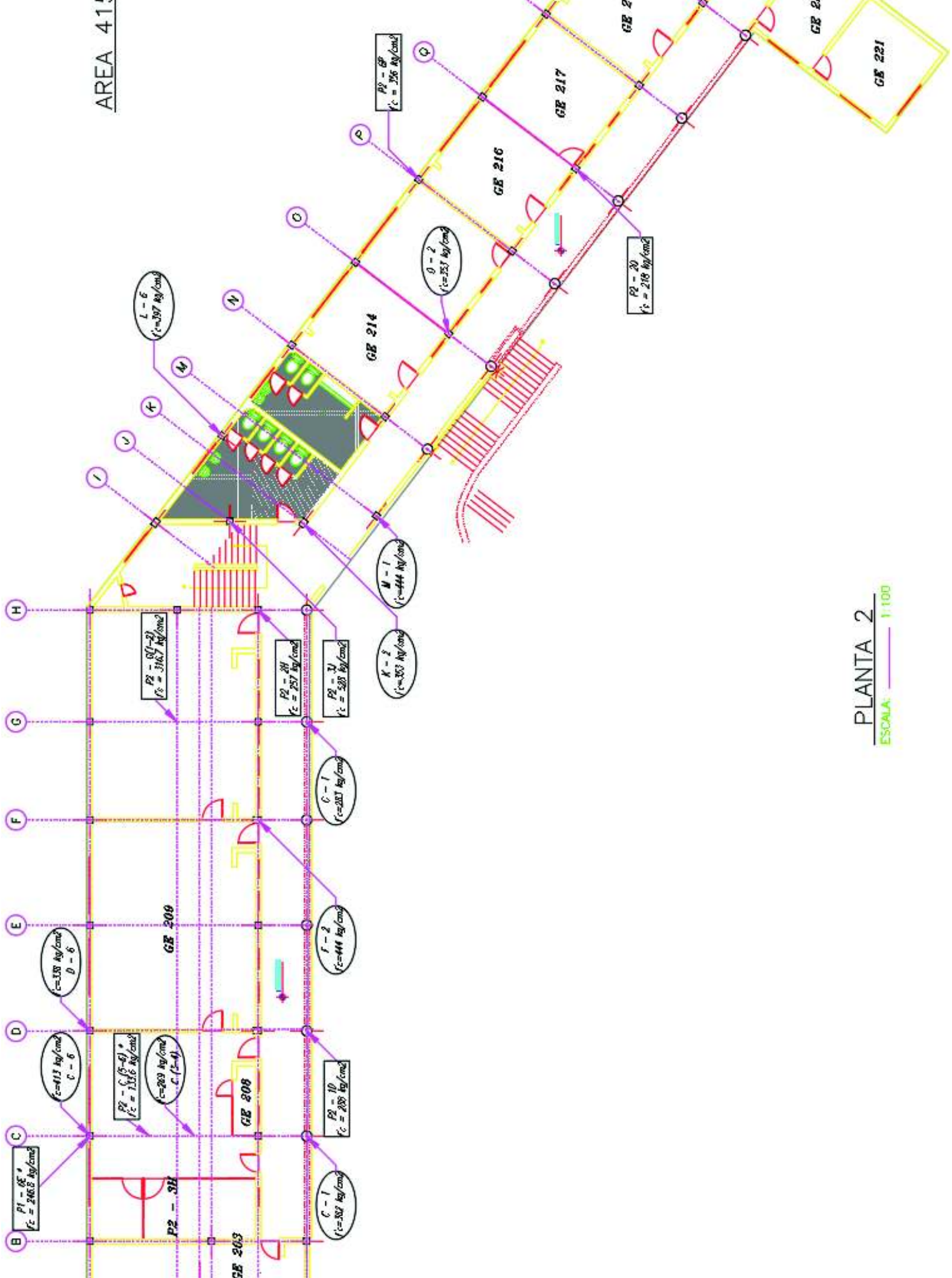
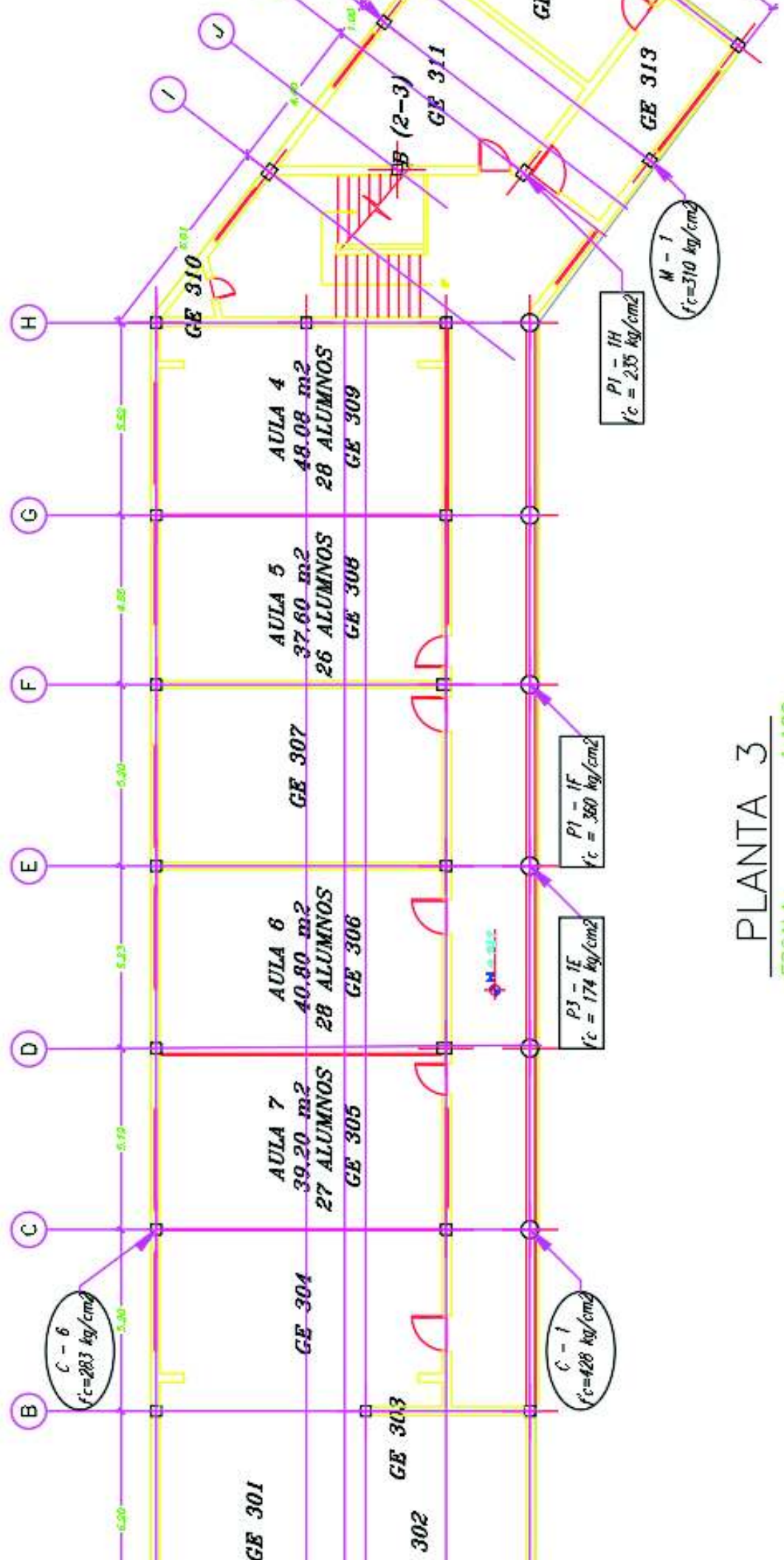


Figura 10 Ubicación y resultados de ensayos piso 3

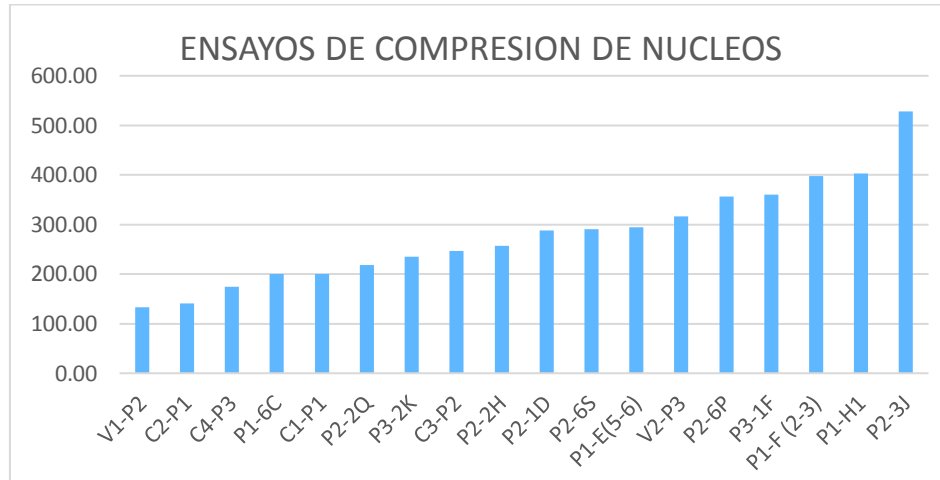
AREA 52



PLANTA 3
ESCALA: 1:100

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Figura 11 Resultados de ensayos de compresión de núcleos



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.2.3.3.3 RESULTADOS DE ENSAYOS DE COMPRESIÓN DE NÚCLEOS

La estimación de la resistencia a compresión del hormigón mediante el ensayo de compresión de núcleos extraídos se muestra en la tabla 5:

Tabla 5 Resistencia a la Compresión de núcleos de hormigón

ENSAYOS			
ELEMENTO	NIVEL	UBICACION	f _c
COL	PISO 2	C3-P2	246.80
COL	PISO 3	C4-P3	174.00
COL	PISO 2	P2-1D	288.00
COL	PISO 2	P2-2H	257.00
COL	PISO 2	P2-2Q	218.00
COL	PISO 2	P2-6P	356.00
COL	PISO 2	P2-6S	291.00
COL	PISO 3	P3-1F	360.00
COL	PISO 3	P3-2K	235.00
VIGA	PISO 3	V2-P3	316.70

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.2.3.3.4 RESULTADO DEL ENSAYO REBOTE-IMPACTO (ESCLERÓMETRO)

La estimación de la resistencia a compresión del hormigón mediante el ensayo de esclerómetro se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 6 Resistencia a la Compresión mediante ensayo de esclerómetro

ENSAYOS			
ELEMENTO	NIVEL	UBICACION	f _c
COL	PISO 2	C-1	382
COL	PISO 3	C-1	428
VIGA	PISO 2	C-4	269
COL	PISO 3	C-6	283
COL	PISO 2	C-6	413
COL	PISO 2	D-6	338
COL	PISO 2	F-2	444
COL	PISO 2	G-1	283
COL	PISO 2	K-2	353
COL	PISO 2	L-6	397
COL	PISO 3	L-6	397
COL	PISO 3	M-1	310
COL	PISO 2	M-1	444
COL	PISO 2	O-2	353

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.2.3.3.5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Con los nuevos resultados obtenidos de los ensayos realizados se elaboró en el análisis estadístico obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 7 Resultados de análisis estadístico Ensayo Esclerómetro

N	14
PROMEDIO	363.8571
s	60.62477
Cv	0.16662
Cs	0.2135

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Tabla 8 Resultados de análisis estadístico Extracción de núcleos

n	10
PROMEDIO	274.2500
s	59.7341
Cv	0.2178
Cs	0.0061

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Tabla 9 Resultados de análisis estadísticos extracción de núcleos y esclerómetro

n	24
PROMEDIO	326.52
s	74.23
Cv	0.227
Cs	0.1076

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.2.4 ESFUERZO DE COMPRESIÓN EQUIVALENTE DEL HORMIGÓN

El (ACI 562-16, 2016) especifica que la resistencia equivalente a compresión del hormigón debe ser calculada con la siguiente ecuación:

$$f_{ceq} = 0.9 \cdot \bar{f}_c \cdot \left[1 - 1.28 \cdot \sqrt{\frac{(k_c \cdot V)^2}{n} + 0.0015} \right]$$

Donde:

f_{ceq} = resistencia equivalente a compresión del hormigón

\bar{f}_c = resistencia promedio a compresión del hormigón

V = coeficiente de variación

k_c = coeficiente de modificación

n = número de muestras tomadas

Por lo que en el modelo matemático se usó una resistencia equivalente a compresión igual a:

$$f_{ceq} = 270.86 \text{ kg/cm}^2$$

4.2.5 ACERO

Las propiedades mecánicas del acero requeridas para la evaluación sísmica en los diferentes códigos como el (ASCE/SEI 41-17, 2017) y el (ACI 562, 2016), concuerdan en que dichas propiedades deben ser recopiladas minimizando el impacto en las instalaciones de edificios históricos y patrimoniales. Las muestras de acero de refuerzo son difíciles de conseguir debido a lo dificultosa extracción y es por lo que el (ACI 562-16, 2016) define valores de las propiedades mecánicas del acero de refuerzo en función del año de construcción de la estructura como se muestra en la tabla 10, aunque estos estudios no son de Ecuador nos darán una idea más clara sobre que acero asumir.

Tabla 10 Resistencia a la fluencia predeterminadas para el acero para varios periodos

		Estructural	Intermedio	Endurecido			
	Grado	230	280	345	420	450	485
	Rendimiento Mínimo Mpa	230	280	345	420	450	485
Año	Tensión Mínima Mpa	380	485	550	620	520	550
1911-1959		X	X	X	-	X	-
1959-1966		X	X	X	X	X	X
1966-1972		-	X	X	X	X	X
1972-1974		-	X	X	X	X	X
1974-1987		-	X	X	X	X	X
1987-presente		-	X	X	X	X	X

FUENTE: (ACI 562-16, 2016) / ELABORADO POR: AGUIRRE / BONE

Debido a que se desconoce su año de construcción exacto se asumió un periodo de construcción entre 1966-1972, por lo cual el fy utilizado en este proyecto está entre 2800 y 4200 kg/cm². Por este motivo, en el análisis no lineal se compararon los resultados para los dos tipos de acero y se obtuvo que el resultado más desfavorable obviamente fue con el acero de 2800 kg/cm².

4.2.6 MAMPOSTERÍA

4.2.6.1 ESTIMACIÓN DEL TAMAÑO DE LA MUESTRA

Todas las paredes de mampostería no reforzada usadas para soportar cargas verticales o resistir fuerzas sísmicas paralelas y perpendiculares al plano de la pared deben ser ensayadas. La mampostería no reforzada debe ser categorizada en una o varias clases. (ASCE/SEI 41-17, 2017)

El número mínimo de ensayos necesarios para cuantificar las propiedades mecánicas de la mampostería mediante ensayos de compresión según el (ASCE/SEI 41-17, 2017) debe estar basado en los siguientes criterios:

- Un mínimo de tres ensayos debe ser realizado para cada tipo de mampostería.
- Para cada tres niveles de construcción o 279 m^2 de superficie de mampostería, si existen registros de construcción de la estructura original acerca de las propiedades mecánicas de los materiales; se deben realizar 6 ensayos, si no existe registro de construcción de la estructura original;
- Por lo menos 2 ensayos deben ser realizados para cada pared o línea de elementos de pared que proveen una resistencia a fuerzas sísmicas en común.
- Un mínimo de 8 ensayos debe ser realizados por cada edificio;
- Se debe realizar ensayos no destructivos para estimar las propiedades mecánicas de los materiales en las regiones donde las propiedades difieran.
- Si el coeficiente de variación en los ensayos excede el 25%, el número de ensayos realizados deberá ser duplicado.
- Por lo tanto, para realizar los ensayos de compresión de mampostería se realizó el número mínimo de extracciones es decir 8 muestras.

Con la finalidad de cumplir con los criterios antes mencionados se realizaron 8 ensayos de compresión de mampostería, cuyos resultados se detallan en la tabla 11 y cuyos ensayos se detallan en el ANEXO IV.

4.2.6.2 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE COMPRESIÓN DE MAMPOSTERÍA

Tabla 11 Resultados Ensayo de Compresión de Mampuesto

ENSAYO COMPRESIÓN DE MAMPUESTO												
No	Identif.	Dimensiones (mm)					Área Prom. mm ²	Peso Espec. gr/cm ³	Carga		f' b	
		Cara Superior		Cara Inferior		Altura			KN	Ton	MPa	Kg/cm ²
		Largo	Ancho	Largo	Ancho							
1	3-1-I	184	154	181	158	78	28429	1.13	109.28	11.14	3.84	39.2
2	3-1-II	185	154	183	156	78	28434	1.62	132.03	13.46	4.64	47.35
3	3-2-I	190	184	196	185	67	35467	1.73	259.36	26.45	7.31	74.57
4	3-2-II	204	186	205	193	70	38609	1.72	352.62	35.96	9.13	93.13
5	1-2-I	165	156	164	160	67	25869	1.82	392.73	40.05	15.18	154.81
6	1-2-II	168	154	165	154	67	25599	1.85	313.64	31.98	12.25	124.93
7	2-5-II	195	183	194	179	70	35108	1.84	262.18	26.74	7.47	76.15
8	2-5-I	196	173	194	177	70	33938	1.76	195.61	19.95	5.76	58.77

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Tabla 12 Análisis estadístico de resultados de ensayo de compresión de mampuesto

n	8	u
\bar{x}	83.614	Kg/cm ²
	8.198	MPa
s	39.477	Kg/cm ²
	3.872	MPa
Cv	0.4721	---
Cs	0.8684	---

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.2.6.3 ELIMINACIÓN DE DATOS ATÍPICOS EN LOS RESULTADOS DE ENSAYO DE COMPRESIÓN DE MAMPUESTO

Según la norma (ASTM-E178, 2016) en su sección 7.6 el criterio propuesto por Grubbs para eliminar valores atípicos de la muestra se basa en la relación entre el sumatorio de la desviación estándar al cuadrado sin valores atípicos y la sumatoria de la desviación estándar al cuadrado, como lo indica la siguiente relación:

$$S_{1,2}^2/S^2$$

Donde:

S^2 : Sumatoria de la desviación estándar elevada al cuadrado

$$S^2 = \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$$

$S_{1,2}^2$: Sumatoria de la desviación estándar sin valores atípicos elevada al cuadrado

$$S_{1,2}^2 = \sum_{i=1}^n (x - \bar{x}_{1,2})^2$$

$\bar{x}_{1,2}$: Sumatoria de la media aritmética sin valores atípicos

$$\bar{x}_{1,2} = \sum_{i=1}^n \frac{x_i}{(n-2)}$$

Si la relación $S_{1,2}^2/S^2$ para un número de 6 muestras es menor al valor de 0.0564 de acuerdo con la tabla 5 en la sección 7.6.2.1 del (ASTM-E178, 2016), los valores atípicos se pueden eliminar. Por lo tanto, de acuerdo con los resultados obtenidos de los ensayos de compresión de la mampostería los valores atípicos no se los puede descartar ya que el valor de la relación $S_{1,2}^2/S^2 = 0.607$ mayor al límite necesario.

4.2.6.4 MÓDULO DE ELASTICIDAD

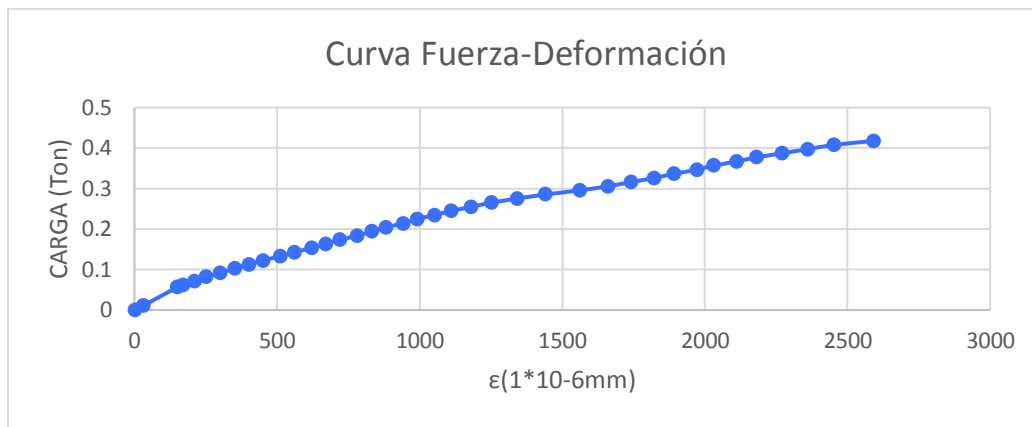
Para determinar el módulo de elasticidad se extrajo un cilindro de una muestra de mampuesto, cuyas dimensiones eran $d=4.45$ cm de diámetro y con una altura de $h=7$ cm, en el cual se midió la deformación a través de una galga extensiométrica a medida que la carga se incrementaba como lo indica la fotografía 2.



Fotografía 2 Ensayo de compresión de cilindro de mampuesto

Los resultados obtenidos del ensayo para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería sirvieron para realizar el gráfico de fuerza vs deformación, como se indica en la figura 12.

Figura 12 Resultados de Ensayo del Módulo de Elasticidad del Mampuesto



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

La pendiente de la recta mostrada en la figura 12 es el módulo de elasticidad del ladrillo, y de acuerdo con la sección 7.0 de la norma ASTM C469/C469M-14, la expresión para calcular E es la siguiente:

$$E = \frac{S_2 - S_1}{\epsilon_2 - 0.000050}$$

Donde:

S_2 : Esfuerzo correspondiente al 40% de la carga última

S_1 : Esfuerzo correspondiente a la tensión longitudinal

ϵ_2 : Tensión longitudinal producida por el esfuerzo S_2

Tabla 13 Módulo de Elasticidad del mampuesto ensayado

RESULTADOS		
E	15013.80	kg/cm ²
f'm	42.90	kg/cm ²

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Donde:

E: módulo de elasticidad del mampuesto

f'm: esfuerzo a compresión del mampuesto

4.2.7 SUELO

Para determinar el esfuerzo admisible del suelo se utilizó un estudio de suelos realizado en el año 2007 previo a la construcción del edificio de Aulas y Relación con el Medio Externo localizado a 300m de la FIGP aproximadamente, el cual ha sido tomado de referencia para diferentes proyectos dentro de la universidad. Este estudio especifica que el suelo tiene un esfuerzo admisible alrededor de 30 T/m², dato que se utilizó para el edificio de la Facultad de Ingeniería en Geología y Petróleos debido a su cercanía.

4.3 MODELACIÓN MATEMÁTICA DE LA ESTRUCTURA

4.3.1 CÁLCULO DE CARGAS

4.3.1.1 CARGA MUERTA

La estimación de la carga muerta corresponde a la relación entre volumen y densidad de elementos estructurales y no estructurales en la edificación. El cálculo del peso de la mampostería, masillados y losas se encuentra detallado en el ANEXO V.

Tabla 14 Peso Específico de Materiales

Material	Densidad del Material (kg/m ³)	Referencia
Hormigón Armado	2400	(ACI 318-14, 2014)
Mampostería	1683	LEMSUR
Piedra	3000	(NEC, 2015)
Cerámica	1940	(NEC, 2015)
Vidrio	2650	(NEC, 2015)

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Tabla 15 Carga Muerta del Edificio

Pisos	Elemento	Carga Muerta (T)
1,2,3	Columnas	115.71
	Vigas	171.24
1,2	Losa Nervada	186.45
	Losa Maciza	70.92
	Gradas	29.86
	Muro de Piedra	7.6
	Total	581.78

Pisos	Elemento	CM Adicional Total (T)
1,2,3	Mampostería, cerámica, masillado de losas, ventanas y marcos	209.35
PESO TOTAL EDIFICIO (T)		791.13

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.1.2 CARGA VIVA

Para la carga viva se tomó como referencia la tabla 9 de la sec.4.2.1 de la NEC_SE_CG (cargas no sísmicas).

Tabla 16 Carga Viva según la NEC-15

Ocupación o Uso	Carga Uniforme	
	(kN/m ²)	(kg/m ²)
Unidades Educativas		
Aulas	2	0.204
Corredores segundo piso y superior	4	0.408
Corredores primer piso	4.8	0.489

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.1.3 CARGA SÍSMICA

Esta carga es el resultado del procedimiento del cálculo del cortante basal de diseño de acuerdo con lo estipulado en el NEC_SE_DS, NEC-15. Para el edificio de la FIGP se elaboró el espectro de diseño de acuerdo con la (NEC, 2015) con los parámetros que se muestran a continuación:

- Coeficiente de Importancia $I=1.3$

Tabla 17 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

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
-----------------------------------	---	-----

FUENTE: NEC_SE_DS, NEC 2015 / ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

- Factor de Reducción de Resistencia Sísmica (R)=1

El valor de R asumido es 1. Este valor es adoptado debido a que para readecuación de estructuras se utiliza análisis no lineales sin asumir una ductilidad en el proceso.

Según el mapa de zonificación sísmica del Ecuador en la sec.3.1.1 del NEC_SE_DS, NEC 2015, se puede definir el factor de aceleración Z para la ciudad de Quito. Resulta una zona sísmica V, con un valor de $z=0.4$.

Tabla 18 Factor de Zona Sísmica

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

FUENTE: NEC_SE_DS, NEC 2015 / ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

- Tipo de suelo

Según lo especificado en la sección 4.2.4 se utilizó para el análisis el suelo tipo C del (NEC, 2015).

Tabla 19 Tipo de Suelo

C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplen con el criterio de velocidad de onda de cortante.	$760\text{m/s} > V_s \geq 360\text{ m/s}$
---	--	---

FUENTE: NEC_SE_DS, NEC 2015 / ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

- Coeficiente de amplificación del suelo (F_a)= 1.2

Tabla 20 Factor de Sitio F_a

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18

FUENTE: NEC_SE_DS, NEC 2015 / ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

- Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño de roca (F_d)= 1.11

Tabla 21 Factor de Sitio F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06

FUENTE: NEC_SE_DS, NEC 2015 / ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

- Coeficiente del comportamiento no lineal de los suelos (F_s)=1.11

Tabla 22 Factor de Sitio F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23

FUENTE: NEC_SE_DS, NEC 2015 /ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

- Factor r :

Depende de la ubicación geográfica de la estructura, asociado al tipo de suelo C, para el análisis del edificio de la FIGP se utilizó un $r = 1$.

- Factor η :

Valor de la amplificación espectral en roca. Para las provincias de la Sierra, en nuestro caso para la ciudad de Quito se utilizó un $\eta = 2.48$.

Tanto r como η se encuentran en la sec. 3.3.1 de la NEC_SE_DS, NEC 2015.

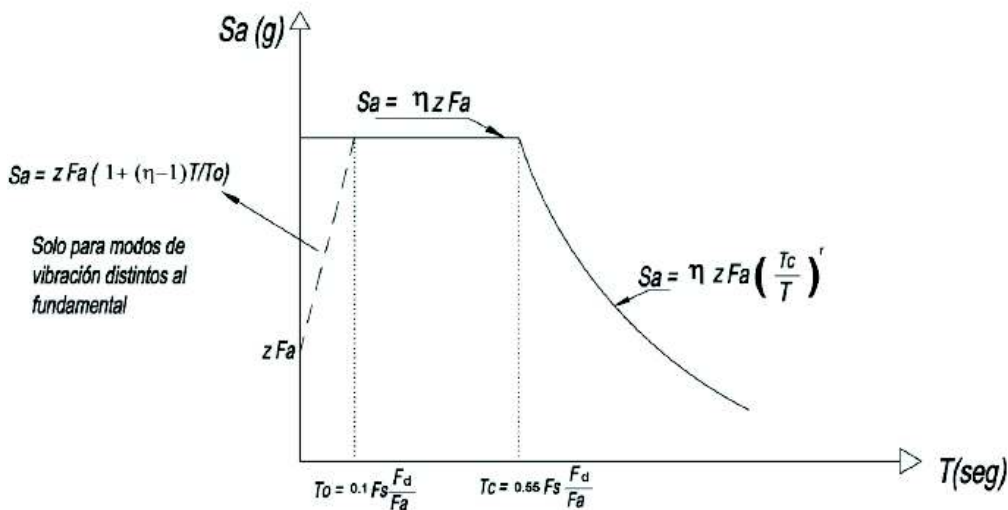
- Coeficientes de configuración en planta y elevación

El edificio de la FIGP presenta irregularidad geométrica tanto en planta como en elevación como lo indica la sección 2.2.2.1 y 2.2.2.2 del presente proyecto, por lo tanto los dos coeficientes se toman como 0.9.

4.3.2 ESPECTRO DE DISEÑO NEC-15

Con los parámetros mencionados anteriormente y de acuerdo con las recomendaciones del NEC_SE_DS se determinó el espectro de respuesta en aceleración.

Figura 13 Espectro Elástico de diseño



FUENTE: (NEC, 2015)

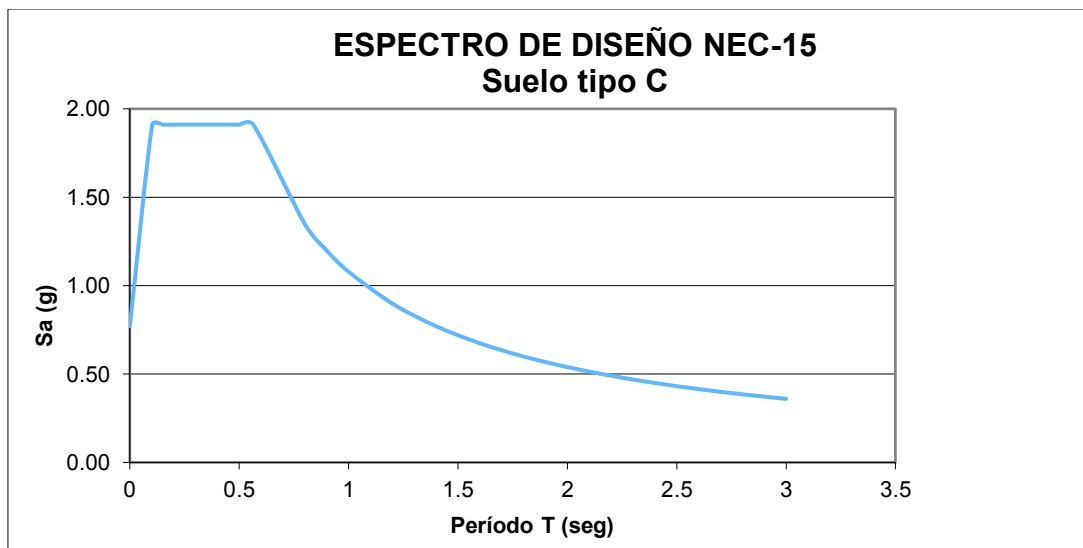
Donde:

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

4.3.2.1 ESPECTRO DE DISEÑO DEL EDIFICIO DE LA FIGP

Con los valores de los coeficientes detallados en la sección 4.3.1.3 del presente trabajo se elaboró el espectro de diseño para el edificio de la FIGP:

Figura 14 Espectro de Diseño de la FIGP



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.2.2 ESPECTRO DE DISEÑO SISQUITO

El Sistema de Información Sísmica para la ciudad de Quito SISQUITO V1.2 es un software que fue desarrollado como parte del proyecto de microzonificación sísmica para la capital. Este software está destinado a contribuir al diseño de construcciones civiles en la ciudad y se recomienda que los ensayos independientes sobre la resistencia y características del suelo no sean reemplazados por el mismo.

Mediante el uso del software se obtuvo el espectro de diseño para el edificio de la FIGP. Para la obtención de dicho espectro los datos solicitados por el software son únicamente las coordenadas georreferenciadas obtenidas en el levantamiento arquitectónico del edificio de la FIGP, las cuales se muestran en la tabla 23.

Tabla 23 Coordenadas del edificio

COORDENADAS QUITO WGS-84	
501059.4	E
9976777	N

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

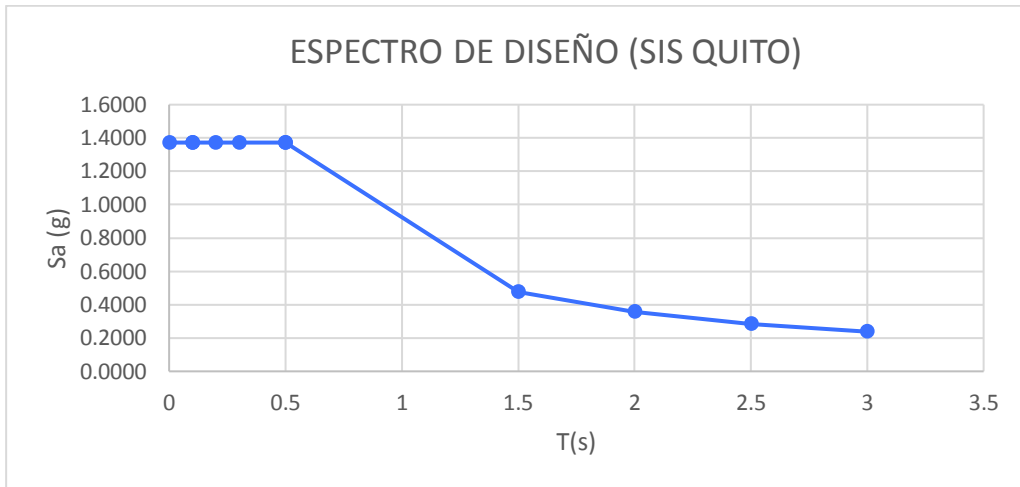
Los resultados obtenidos del programa se tabularon para obtener la gráfica del espectro.

Tabla 24 Resultado del Programa SISQUITO

METODO DE SIS-QUITO			
Periodo	Amplitud		
	(s)	cm/s ²	m/s ²
0	1346.6	13.466	1.3727
0.1	1346.6	13.466	1.3727
0.1	1346.6	13.466	1.3727
0.2	1346.6	13.466	1.3727
0.3	1346.6	13.466	1.3727
0.5	1346.6	13.466	1.3727
0.5	1346.6	13.466	1.3727
1.5	466.9	4.669	0.4759
2	350.2	3.502	0.3570
2.5	280.2	2.802	0.2856
3	233.5	2.335	0.2380

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Figura 15 Espectro de Diseño SIS QUITO

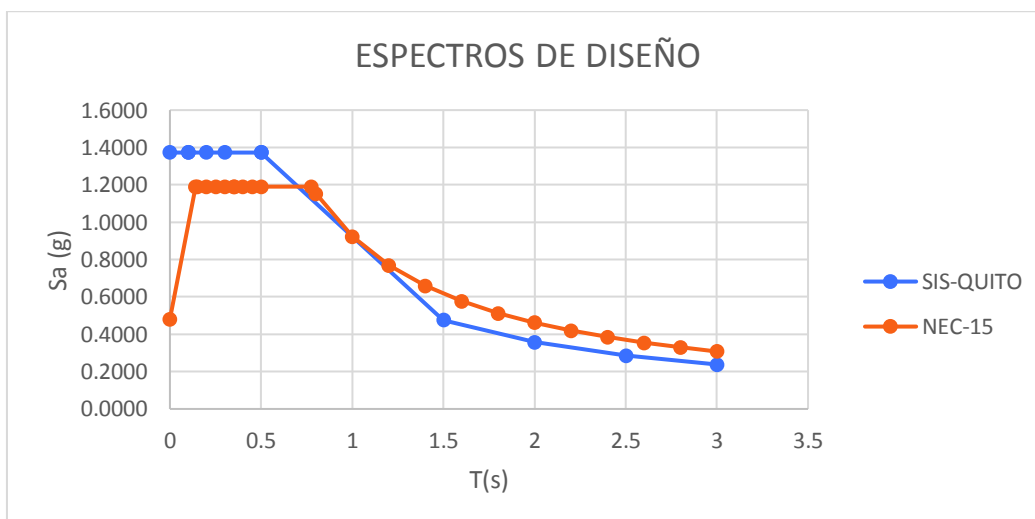


ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.2.3 COMPARACION ENTRE ESPECTRO DEL NEC-15 Y SISQUITO

Se comparó los espectros obtenidos en los numerales 4.3.2.1 y 4.3.2.2 para determinar en qué rango se encuentran las aceleraciones a las que está sometido el edificio de la FIGP. Para la modelación de la estructura se utilizó el espectro SISQUITO, ya que este tiene datos de aceleraciones a nivel de superficie a diferencia del espectro del NEC-15 que nos brinda aceleraciones a nivel de roca y los multiplica por los factores de amplificación F_a y F_s para llegar a un valor de aceleración aproximada a nivel de superficie.

Figura 16 Comparación de Espectros



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.3 VALORES DEL PERÍODO DEL EDIFICIO DE LA FIGP

4.3.3.1 MÉTODO 1

El NEC_SE_DS propone este método para determinar de manera aproximada el periodo fundamental de una estructura. Donde el periodo aproximado se calcula con la siguiente ecuación:

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

Donde:

C_t : coeficiente que depende del tipo de estructura

α : coeficiente que depende del tipo de estructura

h_n : altura máxima de la estructura

T : período fundamental de vibración

4.3.3.2 MÉTODO 2

El NEC_SE_DS establece que el período fundamental de una estructura puede ser calculado utilizando las propiedades estructurales y las propiedades mecánicas de los materiales. Para el edificio de la FIGP se utilizó un análisis de tipo modal obteniéndose un valor de período fundamental de 0.214 s como observa en la siguiente figura:

Figura 17 Períodos de vibración de análisis modal

Case	Mode	Period sec
Modal	1	0.214
Modal	2	0.167
Modal	3	0.095
Modal	4	0.077
Modal	5	0.065
Modal	6	0.063
Modal	7	0.057
Modal	8	0.043
Modal	9	0.043
Modal	10	0.036
Modal	11	0.031
Modal	12	0.028

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.3.3 RESULTADOS DE LOS MÉTODOS 1 Y 2

El límite 1 se lo calcula con la ecuación descrita en el numeral 4.3.3.1. El límite 2 es igual al límite 1 aumentado un 30%. Los valores de estos límites se los resume a continuación:

Tabla 25 Valores límite de período

	METODO 1		METODO 2
	Límite 1	Límite 2	
VALORES DE T(s)	0.438	0.568	0.21

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.4 CORTANTE BASAL

El NEC_SE_DS establece que a nivel de cargas últimas el cortante basal total de diseño debe ser calculado con la siguiente expresión:

$$V = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \Phi_E \cdot \Phi_P}$$

Donde:

- $S_a(T_a)$ Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección
- Φ_P y Φ_E Coeficientes de configuración en planta y elevación; véase en la sección
- I Coeficiente de importancia; se determina en la sección
- R Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección
- V Cortante basal total de diseño
- W Carga sísmica reactiva; véase en la sección
- T_a Período de vibración; véase en la sección

4.3.4.1 COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL EN EL SENTIDO X

Tabla 26 Coeficiente Cortante Basal (V_x)

Ta (seg)	0.569
Sa (Ta) g	1.190
I	1.30
R	1.00
Φ_p	0.90
Φ_e	0.90
Cv	1.910
k	1.035

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.4.2 COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL EN EL SENTIDO Y

Tabla 27 Coeficiente Cortante Basal (Vy)

Ta	0.569
Sa (Ta)	1.190
I	1.30
R	1.00
\emptyset_p	0.90
\emptyset_e	0.90
Cv	1.910
k	1.035

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

De acuerdo con el análisis realizado se obtiene el cortante basal de diseño

Tabla 28 Distribución de la Fuerza

Piso	Área por piso	Sobrecarga	Peso por piso	Wi	hi	Wi*hi ^k	Fx	Vix
[#]	[m ²]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[m]		[Ton]	[Ton]
3	552.92	69.78	82.37	152.15	3.3	523.521	290.41	290.41
2	745.83	69.78	344.24	414.02	3	1290.749	716.00	1006.40
1	552.92	69.78	158.63	228.41	3.7	884.716	490.77	1497.17
		209.34	585.24	794.58	10	2698.99		

Coef. Cortante Basal (Cv)	Basal X [Ton]
1.91	1497.17

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Donde:

W_i : peso asignado al piso i de la estructura, siendo una fracción de la carga relativa W

h_i : altura del piso i de la estructura

k : coeficiente relacionado el período de vibración de la estructura

F_x : fuerza aplicada en el piso x de la estructura

V_x : cortante total aplicado en el piso x de la estructura

C_v : coeficiente de cortante basal (% de peso de la estructura)

4.3.5 COMBINACIONES DE CARGA

Se realizó un análisis de acuerdo con el (ASCE/SEI 41-17, 2017) sec.7.2.2 para el procedimiento lineal de la estructura, donde se consideró la siguiente ecuación para cargas gravitacionales:

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L)$$

Donde:

Q_D : Acciones causadas por la carga muerta

Q_L : Acciones causadas por la carga viva

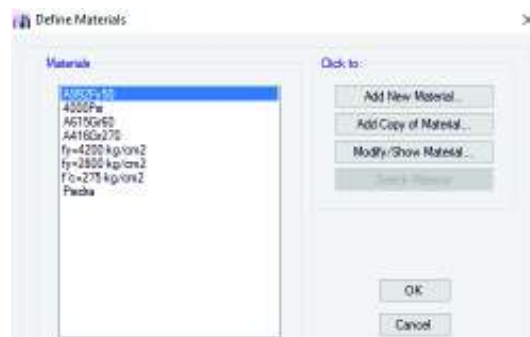
4.3.5.1 PROCEDIMIENTO

4.3.5.1.1 DEFINICIÓN DE MATERIALES

4.3.5.1.1.1 PROPIEDADES MECÁNICAS f'_c y f_y

El objetivo de la modelación de la estructura es que tenga un comportamiento muy cercano a la realidad, por lo tanto, para la definición de la resistencia a la compresión del hormigón se usó la resistencia promedio equivalente $f'_c=275$ kg/cm² cuya obtención está detallada en la sección 4.2.1.4.1. Además, el esfuerzo de fluencia del acero a ser utilizado en los modelos es de $f_y=4200$ kg/cm² y $f_y=2800$ kg/cm² como se lo especifica en la sección 4.2.2 del presente proyecto.

Figura 18 Resistencia a la compresión del hormigón



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.5.1.1.2 MODULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN

Para la definición del módulo de elasticidad del hormigón se tomó en consideración que este varía dependiendo de varios factores relacionados al tipo y calidad de los agregados. Para tener un módulo cercano a la realidad de nuestro medio se utilizó la ecuación sugerida en el proyecto de titulación “Módulo de Elasticidad de Hormigones de Peso Normal Empleados en el Ecuador f'_c : 21, 24, 28 y 35 MPa” (Cabrera, 2014):

$$E_c = 10615 \cdot \sqrt{f'_c}$$

Figura 19 Módulo de Elasticidad del Hormigón



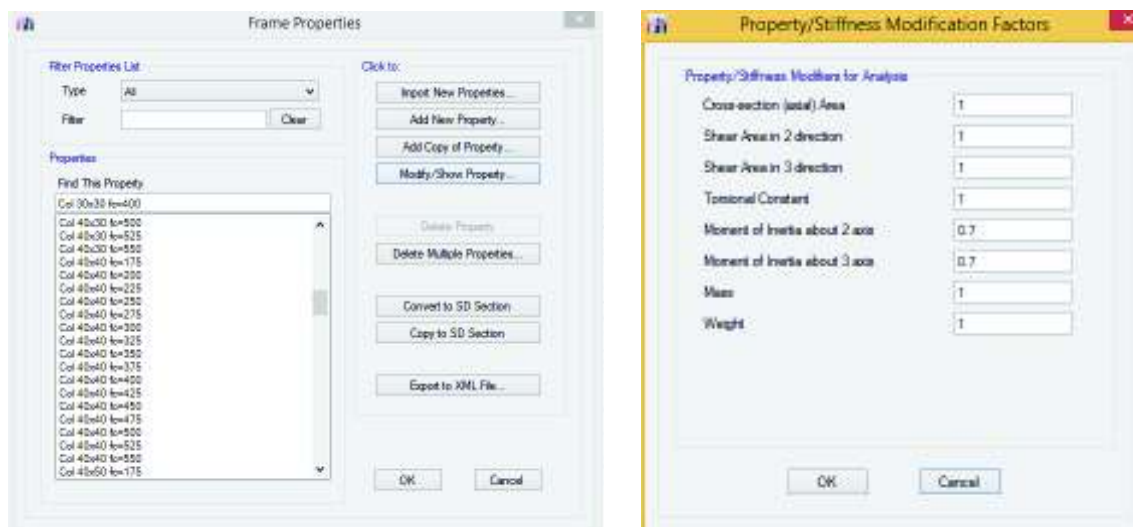
ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.5.1.2 DEFINICIÓN DE SECCIONES

4.3.5.1.2.1 COLUMNAS

Debido a la irregularidad de la estructura se tiene diferentes secciones de columnas, para la primera y segunda planta: columnas de 42x42, 40x50, 60x40, 40x30, para la tercera y segunda planta columnas circulares de diámetro=45 cm y columnas de 30x30 como se puede apreciar en el levantamiento arquitectónico. La inercia de las secciones tipo columna debe ser multiplicada por un factor de 0.7 como lo especifica en la sección 6.6.3.1.1 del (ACI 318-14, 2014).

Figura 20 Definición de Secciones de Columnas

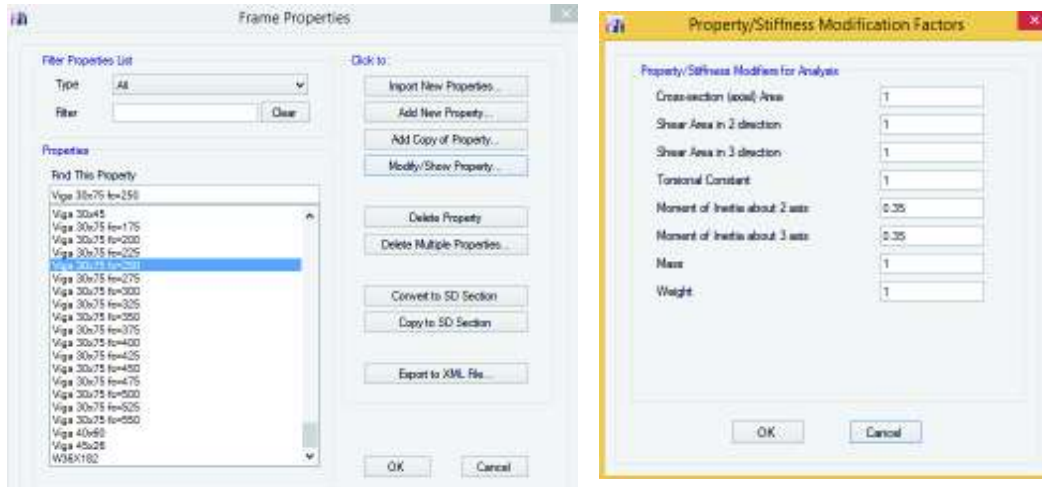


ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.5.1.2.2 VIGAS

Las secciones de las vigas en el edificio del FIGP tienen dimensiones de: 20x15, 25x25, 30x30, 30x40, 30x45, 30x75, 40x60 y 40x26. Al igual que las columnas la inercia de las vigas debe ser multiplicada por un factor de agrietamiento de 0.35 acorde con el (ACI 318-14, 2014).

Figura 21 Definición de Secciones de Vigas

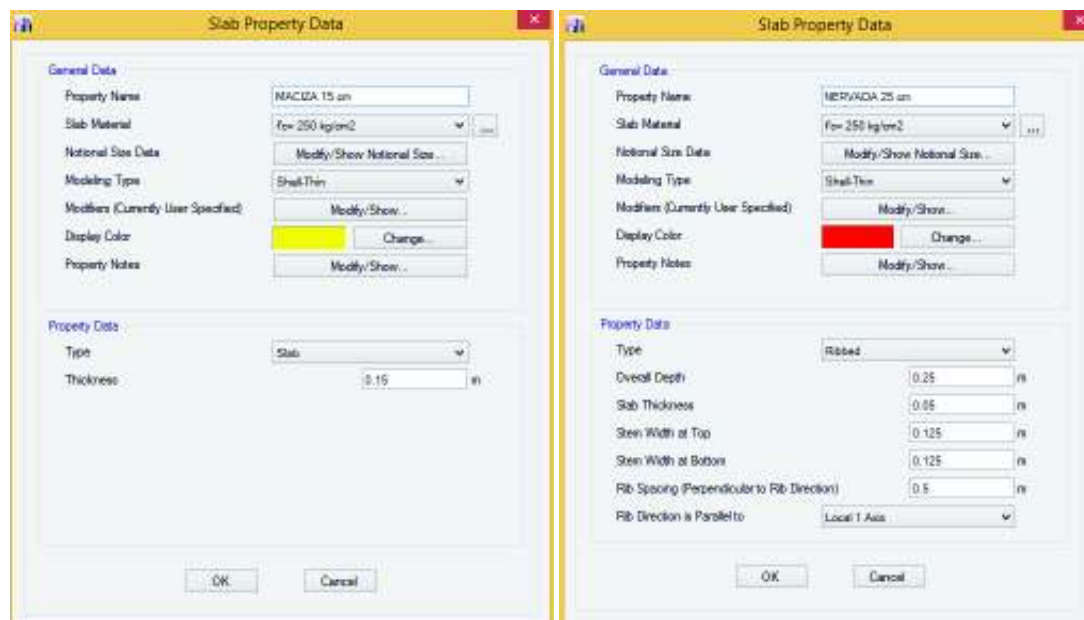


ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.5.1.2.3 LOSAS

El edificio presenta dos tipos de losas: una losa maciza de 15 cm de espesor y otra losa nervada unidireccional de 25 cm de espesor.

Figura 22 Definición de Secciones de Losas



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.6 REPRESENTACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA DE RELLENO

Es inadecuado asumir que los pórticos rellenos de mampostería son siempre beneficiosos para los edificios en términos de su respuesta estructural. La contribución de los paneles rellenos a la respuesta sísmica de los edificios puede ser positiva o negativa, dependiendo de una serie de fenómenos y parámetros, por ejemplo, su rigidez relativa y los esfuerzos que se generan entre la mampostería y los elementos estructurales. (Furtado, Rodrigues, & Arede, 2010)

En los últimos acontecimientos sísmicos a nivel mundial, numerosas estructuras han sido severamente dañadas e inclusive han colapsado como resultado de modificaciones estructurales a su sistema básico estructural inducido por particiones de mampostería no estructural. Incluso con la existencia de mampostería relativamente débil, los pórticos rellenos de esta pueden modificar drásticamente el comportamiento estructural de un edificio, ocasionando esfuerzos en lugares de la estructura que no fueron diseñados para resistirlos. (Paulay & Priestley, 1992)

En algunos eventos sísmicos en los que la mampostería se levanta parcialmente en la altura del pórtico (columna corta) dejando una porción relativa de la columna expuesta donde se genera una vulnerabilidad inducida en el comportamiento de dicho pórtico. Comúnmente, una columna corta es un elemento que no es tomado en cuenta en el diseño del edificio. (Varum, 2003)

Diferentes técnicas se han propuesto en la literatura para modelar o simular pórticos rellenos de mampostería, estos han sido divididos en dos principales grupos; los micro-modelos y los llamados macro-modelos simplificados. Los micro-modelos requieren de niveles altos de discretización en los paneles de mampostería, es decir, que la mampostería debe ser dividida en numerosos elementos para que los efectos locales sean tomados en cuenta a detalle. Los macro-modelos están simplificados mediante representaciones objetivas con el fin de que el comportamiento de un panel relleno pueda ser representado con pocos elementos estructurales. (Crisafulli, Carr, & Park, 2000)

Las técnicas de macro modelado de mampostería suponen una manera más práctica de representar las acciones de paneles rellenos ya que requieren de menos tiempo computacional (tiempo necesario para obtener un modelo matemático correcto) y además los macro-modelos no requieren iteraciones. (Asteris, 2008)

4.3.6.1 MODELO LINEAL - MÉTODO DE HOLMES

Existen varios modelos para representar la influencia de la mampostería mediante un puntal diagonal simple que varían en la geometría y las propiedades de dicho puntal. En el proyecto de titulación “Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio. Aproximación teórica-experimental” (Paredes, 2015) se sugiere el uso del puntal de Holmes ya que es el modelo más simple y al mismo tiempo es el modelo que menor error presenta. Por lo tanto, para considerar la mampostería en el modelo matemático del edificio de la FIGP se utilizó el método de (Holmes, 1961) que se limita al rango lineal y menciona que el ancho equivalente del puntal está definido por la siguiente ecuación:

$$a = \frac{L}{3}$$

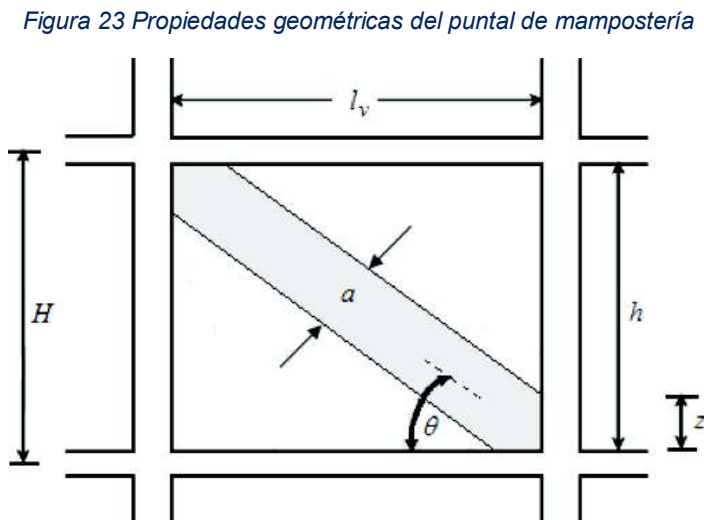
$$L = \sqrt{l_v^2 + h^2}$$

Donde:

L : Longitud de la diagonal equivalente

l_v : Luz libre de la viga

h : Altura de la mampostería



FUENTE: (Holmes, 1961)

Después de haber tomado medidas de cada mampostería confinada y teniendo un ladrillo con espesor de 21 cm, se tabularon los datos y se obtuvieron los siguientes resultados:

PRIMERA PLANTA

Tabla 29 Ancho equivalente de puntales

Puntal	EJE	b(m)	h(m)	L(m)	a equi(m)
1	1	5.2	3.58	6.31	2.10
1	2	5.2	3.58	6.31	2.10
2	2	4.84	3.58	6.02	2.01
3	6	6.2	3.58	7.16	2.39
4	B	6	3.58	6.99	2.33
5	B	4.7	3.58	5.91	1.97
6	C	8.3	3.58	9.04	3.01
7	G	8.3	3.58	9.04	3.01
8	H	4.3	3.58	5.60	1.87
9	H	4	3.58	5.37	1.79
10	I-J	3.66	3.58	5.12	1.71
12	N	5.8	3.58	6.82	2.27
13	N	2.65	3.58	4.45	1.48
38	C	2.4	3.58	4.31	1.44

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

SEGUNDA PLANTA

Tabla 30 Ancho equivalente de puntales

Puntal	EJE	b(m)	h(m)	L(m)	a equi(m)
14	1	6.2	2.34	6.63	2.21
15	6	6.2	2.34	6.63	2.21
16	B	6	2.34	6.44	2.15
17	B	2.3	2.34	3.28	1.09
18	H	4.3	2.34	4.90	1.63
19	H	4	2.34	4.63	1.54
20	I-J	3.66	2.34	4.34	1.45
22	N	5.8	2.34	6.25	2.08
23	P	5.8	2.34	6.25	2.08
24	R	5.8	2.34	6.25	2.08

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

TERCERA PLANTA

Tabla 31 Ancho equivalente de puntales

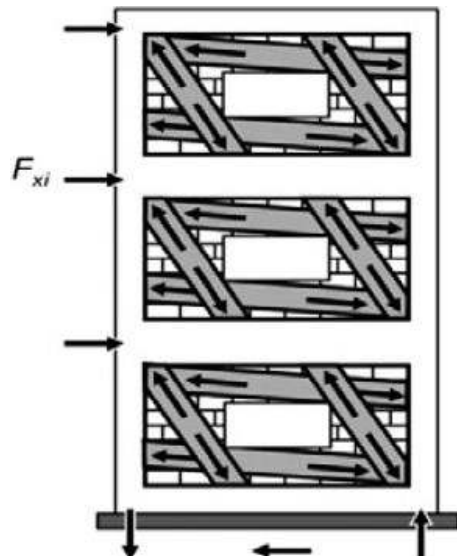
Puntal	EJE	b(m)	h(m)	L(m)	a(m)
25	1	6.2	3.2	6.98	2.33
26	2	5.52	3.2	6.38	2.13
28	B	2.4	3.32	4.10	1.37
29	E	8.3	3.2	8.90	2.97
30	F	8.3	3.2	8.90	2.97
31	H	4.3	3.2	5.36	1.79
32	H	4	3.2	5.12	1.71
33	I-J	3.66	3.2	4.86	1.62
35	N	5.8	3.2	6.62	2.21
36	N	2.65	3.2	4.15	1.38
37	C	7.87	3.2	8.50	2.83
39	D	8.3	3.2	8.90	2.97

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.6.2 PUNTALES DE MAMPOSTERÍA CON ABERTURA

Para incorporar la influencia de los paneles de mampostería con aberturas en el comportamiento sísmico de la estructura se utilizó las recomendaciones del (ASCE/SEI 41-17, 2017).

Figura 24 Puntales en Mampostería con Aberturas



FUENTE: (ASCE/SEI 41-17, 2017)

Se realizaron mediciones de cada una de las paredes del edificio con aberturas considerables (mayores al 30% del área de la mampostería) y se determinó el ancho equivalente de cada puntal como lo indica la tabla 32, 33 y 34.

Tabla 32 Dimensiones puntales NS

	Puntal	EJE	b(m)	h(m)	L(m)	a equi(m)
2do PISO	1	6	1.52	3.22	3.56	1.19
	2	6	5.1	1.05	5.21	1.74
	3	6	5.3	1.1	5.41	1.80
	4	6	1.7	3.35	3.76	1.25
	5	6	5.24	1.1	5.35	1.78
	6	6	1.75	3.35	3.78	1.26
	7	6	5.2	1.07	5.31	1.77
	8	6	1.7	3.35	3.76	1.25
	9	6	5.3	1.07	5.41	1.80
	10	6	1.7	3.35	3.76	1.25
	11	6	5.1	1.07	5.21	1.74
	12	6	1.7	3.35	3.76	1.25
1er PISO	13	6	5.4	0.74	5.45	1.82
	14	6	0.52	3.7	3.74	1.25
	15	6	5.4	2.4	5.91	1.97
	16	6	2.92	3.7	4.71	1.57
	17	6	5.4	1.18	5.53	1.84
	18	6	3.25	3.7	4.92	1.64
	19	6	5.4	1.18	5.53	1.84
	20	6	3.55	0.68	3.61	1.20
	21	6	1.4	3.02	3.33	1.11
	22	6	3.55	1.3	3.78	1.26
1er PISO	23	6	5.52	0.75	5.57	1.86
	24	6	1.8	3.5	3.94	1.31
	25	6	5.52	0.72	5.57	1.86
	26	6	0.73	3.5	3.58	1.19
2do ,3er PISO	27	6	4.85	1.18	4.99	1.66
	28	6	1.56	3.5	3.83	1.28

	29	6	4.85	0.66	4.89	1.63
1er PISO	30	6	1.58	3.5	3.84	1.28
	31	6	4.85	0.6	4.89	1.63
2do Y 3er PISO	32	6	5.2	1.27	5.35	1.78
	33	6	1.9	3	3.55	1.18
	34	6	5.2	0.1	5.20	1.73
	35	6	4.5	3	5.41	1.80
1er PISO	36	6	5.2	1.27	5.35	1.78
	37	6	0.65	3.5	3.56	1.19
	38	6	5.2	0.6	5.23	1.74
1er PISO	39	6	5.22	1.24	5.37	1.79
	40	6	0.6	3.5	3.55	1.18
	41	6	5.22	0.6	5.25	1.75
	42	6	1.75	3.5	3.91	1.30
2do Y 3er PISO	43	6	5.2	1.32	5.36	1.79
	44	6	1.7	3	3.45	1.15
	45	6	5.2	0.1	5.200961	1.73
	46	6	0.5	3.5	3.54	1.18
1er PISO	47	6	5.2	1.32	5.36	1.79
	48	6	5.2	0.5	5.22	1.74
	49	6	0.5	3.5	3.54	1.18
1er PISO	50	6	5.2	1.32	5.36	1.79
	51	6	0.54	3.5	3.54	1.18
	52	6	5.2	0.46	5.22	1.74
	53	6	1.8	3.5	3.94	1.31
2do Y 3er PISO	54	6	5.52	0.75	5.57	1.86
	55	6	1.8	3	3.50	1.17
	56	6	5.52	0.72	5.57	1.86
	57	6	0.73	3	3.09	1.03

Tabla 33 Dimensiones de puntales en el sentido SN

	Puntal	EJE	b(m)	h(m)	L(m)	a equi(m)
2do PISO	1	6	1.52	3.22	3.56	1.19
	2	6	5.1	1.05	5.21	1.74
	3	6	5.3	1.1	5.41	1.80
	4	6	1.7	3.35	3.76	1.25
	5	6	5.24	1.1	5.35	1.78
	6	6	1.75	3.35	3.78	1.26
	7	6	5.2	1.07	5.31	1.77
	8	6	1.7	3.35	3.76	1.25
	9	6	5.3	1.07	5.41	1.80
	10	6	1.7	3.35	3.76	1.25
	11	6	5.1	1.07	5.21	1.74
	12	6	1.7	3.35	3.76	1.25
1er PISO	13	6	5.4	0.74	5.45	1.82
	14	6	0.52	3.7	3.74	1.25
	15	6	5.4	2.4	5.91	1.97
	16	6	2.92	3.7	4.71	1.57
	17	6	5.4	1.18	5.53	1.84
	18	6	3.25	3.7	4.92	1.64
	19	6	5.4	1.18	5.53	1.84
	20	6	3.55	0.68	3.61	1.20
	21	6	1.4	3.02	3.33	1.11
	22	6	3.55	1.3	3.78	1.26
1er PISO	23	6	5.52	0.75	5.57	1.86
	24	6	1.8	3.5	3.94	1.31
	25	6	5.52	0.72	5.57	1.86
	26	6	0.73	3.5	3.58	1.19
2do ,3er PISO	27	6	4.85	1.18	4.99	1.66
	28	6	1.56	3.5	3.83	1.28
	29	6	4.85	0.66	4.89	1.63
1er PISO	30	6	1.58	3.5	3.84	1.28
	31	6	4.85	0.6	4.89	1.63
2do Y 3er PISO	32	6	5.2	1.27	5.35	1.78
	33	6	1.9	3	3.55	1.18
	34	6	5.2	0.1	5.20	1.73
	35	6	4.5	3	5.41	1.80
1er PISO	36	6	5.2	1.27	5.35	1.78
	37	6	0.65	3.5	3.56	1.19
	38	6	5.2	0.6	5.23	1.74
1er PISO	39	6	5.22	1.24	5.37	1.79
	40	6	0.6	3.5	3.55	1.18
	41	6	5.22	0.6	5.25	1.75
	42	6	1.75	3.5	3.91	1.30
2do Y 3er PISO	43	6	5.2	1.32	5.36	1.79
	44	6	1.7	3	3.45	1.15

	45	6	5.2	0.1	5.200961	1.73
	46	6	0.5	3.5	3.54	1.18
1er PISO	47	6	5.2	1.32	5.36	1.79
	48	6	5.2	0.5	5.22	1.74
	49	6	0.5	3.5	3.54	1.18
1er PISO	50	6	5.2	1.32	5.36	1.79
	51	6	0.54	3.5	3.54	1.18
	52	6	5.2	0.46	5.22	1.74
	53	6	1.8	3.5	3.94	1.31
2do Y 3er PISO	54	6	5.52	0.75	5.57	1.86
	55	6	1.8	3	3.50	1.17
	56	6	5.52	0.72	5.57	1.86
	57	6	0.73	3	3.09	1.03

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Tabla 34 Dimensiones de puntales en el sentido EO

	Puntal	EJE	b(m)	h(m)	L(m)	a equi(m)
2do PISO	1	A	1.83	3.7	4.13	1.38
	2	A	5.5	1.1	5.61	1.87
	3	A	0.65	3.7	3.76	1.25
	4	A	5.5	0.6	5.53	1.84
	5	A	0.8	3.7	3.79	1.26
	6	A	5.62	1.14	5.73	1.91
	7	A	1.87	3.7	4.15	1.38
	8	A	5.59	0.6	5.62	1.87
3er PISO	9	A	1.86	3.3	3.79	1.26
	10	A	5.48	0.6	5.51	1.84
	11	A	0.67	3.33	3.40	1.13
	12	A	5.5	0.68	5.54	1.85
	13	A	0.73	3.33	3.41	1.14
	14	A	5.56	0.6	5.59	1.86
	15	A	1.85	3.3	3.78	1.26
	16	A	5.54	0.73	5.59	1.86

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.6.3 DEFICIÓN DEL PUNTAL EQUIVALENTE

Con los resultados obtenidos del ensayo de módulo de elasticidad de mampostería detallado en la sección 4.3.4 se definió el material de los puntales como se muestra en la siguiente figura.

Figura 25 Definición de material mampostería

Material Property Data

General Data

Material Name: masonry

Material Type: Masonry

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: 0.00178 kgf/cm³

Mass per Unit Volume: 0.000002 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 10125.0 kgf/cm²

Poisson's Ratio, ν: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, α: 0.0000081 1/°C

Shear Modulus, G: 6255.45 kgf/cm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

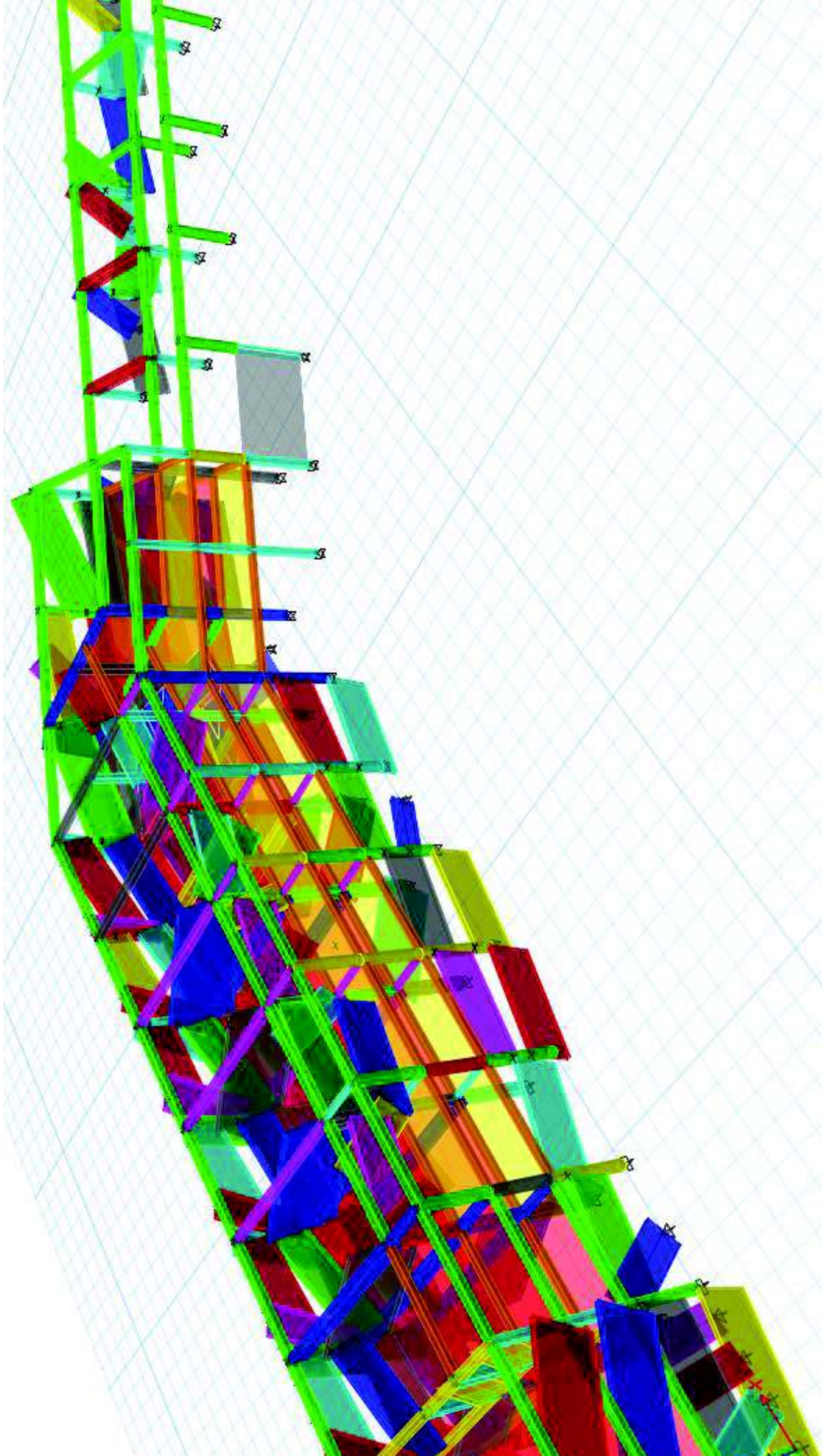
Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Show Element Properties...

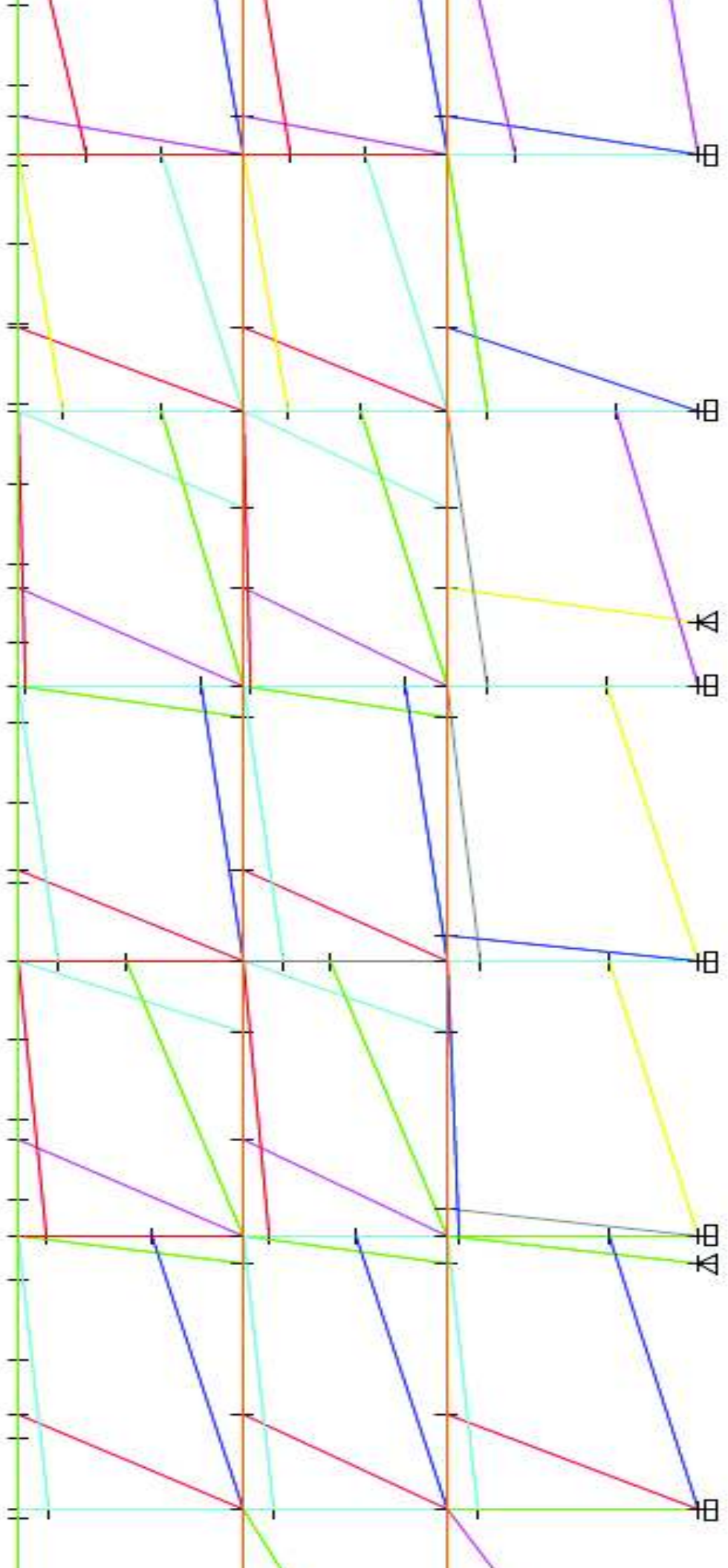
OK Cancel

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Figura 26 Modelo preliminar de la Estructura



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.6.6 RESULTADOS DEL MODELO

4.3.6.6.1 PESO DEL EDIFICIO

Tabla 35 Peso de los elementos

Lista de Materiales por sección		
Sección	Tipo de Elemento	Peso Total (T)
Col 30x30 fc=270	Columna	55.8912
Col 40x30 fc=270	Columna	9.3888
Viga 25x25 fc=270	Viga	41.8020
Viga 30x30 fc=270	Viga	80.1707
Viga 40x60 fc=270	Viga	6.3341
Col 35x40 fc=270	Columna	1.2432
Col 40x40 fc=270	Columna	12.7872
Col 42x42 fc=270	Columna	4.2336
Col 50x40 fc=270	Columna	1.776
Col 60x40 fc=270	Columna	2.1312
Col d=45 cm fc=270	Columna	30.6180
Viga 30x75 fc=270	Viga	47.142
Viga 20x15 fc=200	Viga	2.1575
NERVADA 25 cm	Losa	186.41743
MACIZA 15 cm	Losa	68.21766
MURO PIEDRA	Muro	7.84411
GRADAS	Grada	18.24694
GRADAS	Grada	11.26886
	Peso T	588.70

Pisos	Elemento	CM Adicional (T)
1,2,3	Mampostería, cerámica, masillado de losas, ventanas y marcos	209.35

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Tabla 36 Cortante Basal Calculado

Peso Total Edif. (T)	797.92
Coficiente Vb	1.91
Cortante Basal Calculado	1497.17

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Para comprobar que el modelo este cumpliendo con las condiciones establecidas se procedió a comparar el cortante basal calculado y el que nos proporciona el programa.

En el software de análisis estructural se obtiene como resultados el siguiente cortante basal:

Tabla 37 Reacciones en la Base del Edificio

Reacciones en la Base		
Load Case/Combo	FX	FY
	Tonf	tonf
SX 1	-1497.1718	
SY 2		-1497.1718

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Y se comprueba que el modelo en el software estructural tiene el mismo peso que el calculado manualmente para el edificio de la FIGP ya que no existe variación entre el cortante basal.

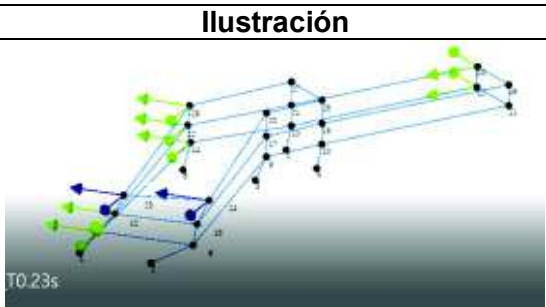
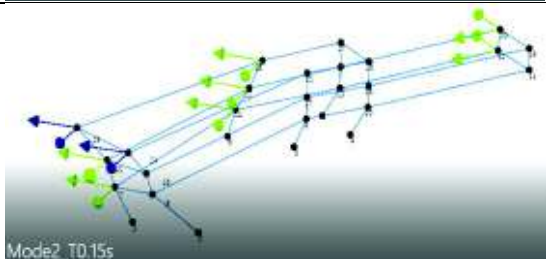
4.3.7 PERÍODO DEL EDIFICIO

4.3.7.1 ENSAYO DE VIBRACIONES AMBIENTALES

Las construcciones civiles están sometidas a fenómenos naturales tales como olas de mar, viento y fenómenos atmosféricos, también se ven afectadas por fuentes artificiales tales como maquinaria, tráfico de vehículos y tráfico de personas. Estos fenómenos generan en las estructuras vibraciones ambientales las mismas que pueden ser medidas y registradas mediante monitores sísmicos. Este es un método no destructivo ya que no necesita de una fuerza excitadora para que dichas vibraciones sean registradas. (Parra & Sarango, 2016)

El cálculo de los períodos fundamentales mediante el ensayo de vibraciones ambientales para el edificio de la FIGP fue realizado por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional IGEPN en colaboración con el Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional CIV-EPN, donde se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 38 Resultados de Ensayo de Vibraciones Ambientales

Período	Valor(s)	Modo	Ilustración
T1	0.22	Torsión	
T2	0.15	Torsión	

FUENTE: IGEPN / ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.7.2 MODELO LINEAL

El cálculo de los períodos fundamentales para el modelo matemático en el rango lineal en el cual se usó el método del puntal diagonal equivalente de (Holmes, 1961) fue realizado en el software de análisis estructural obteniéndose los siguientes resultados:

Figura 28 Resultados de análisis modal

Case	Mode	Period sec
Modal	1	0.223
Modal	2	0.177
Modal	3	0.135
Modal	4	0.094
Modal	5	0.082
Modal	6	0.075
Modal	7	0.074
Modal	8	0.073
Modal	9	0.072
Modal	10	0.071
Modal	11	0.071
Modal	12	0.07

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.7.3 MODELO NO LINEAL

En el rango no lineal se usó el modelo de (Furtado, Rodrigues, & Arede, 2010) para representar la mampostería y el cálculo de los períodos fundamentales se obtuvo del software de análisis estructural con los siguientes resultados:

Figura 29 Resultado de análisis modal

Case	Mode	Period sec
Modal	1	0.239
Modal	2	0.131
Modal	3	0.104
Modal	4	0.081
Modal	5	0.052
Modal	6	0.045
Modal	7	0.034
Modal	8	0.031
Modal	9	0.029
Modal	10	0.026
Modal	11	0.024
Modal	12	0.024

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.8 DERIVAS DE PISO

Con la ayuda del software de análisis estructural se obtuvo la deriva máxima de la edificación, la cual no debe exceder la deriva inelástica de acuerdo con la tabla 7 de la sección 4.2.2 de la NEC_SE_DS, NEC-15:

Tabla 39 Límite de Deriva

Estructuras de:	Δ_M máxima (s/u)
Hormigón Armado, estructuras metálicas y de madera.	0.02
De mampostería	0.01

FUENTE: NEC_SE_DS, NEC-15 / ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.8.1 MÉTODO ESTÁTICO

El código (ASCE 7-16, 2016) establece que las estructuras pueden usar la siguiente combinación ortogonal para las componentes sísmicas horizontales.

$$S_1 = S_x + 0.3 \cdot S_y$$

$$S_2 = S_y + 0.3 \cdot S_x$$

Donde:

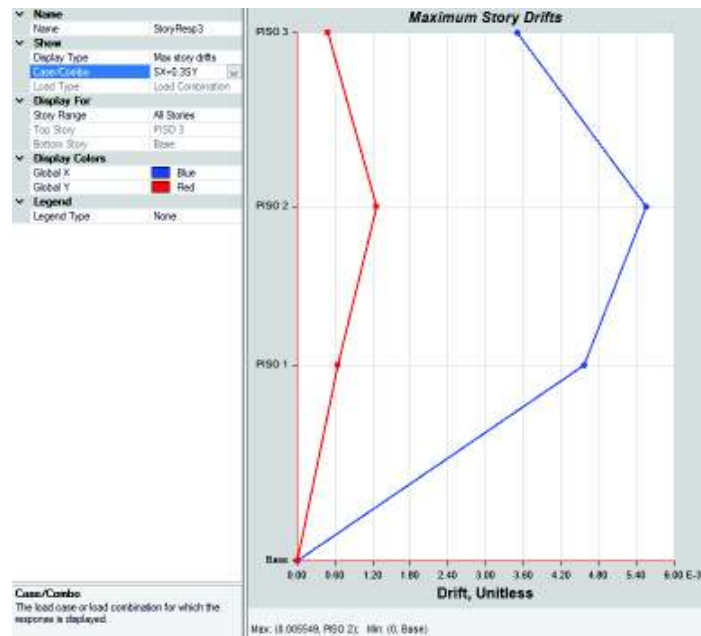
$S_{1,2}$: Efectos del sismo

S_x : Componente horizontal de la fuerza sísmica según el eje x

S_y : Componente horizontal de la fuerza sísmica de dirección perpendicular a S_x

4.3.8.1.1 SISMO EN X

Figura 30 Derivas Inelásticas Método Estático



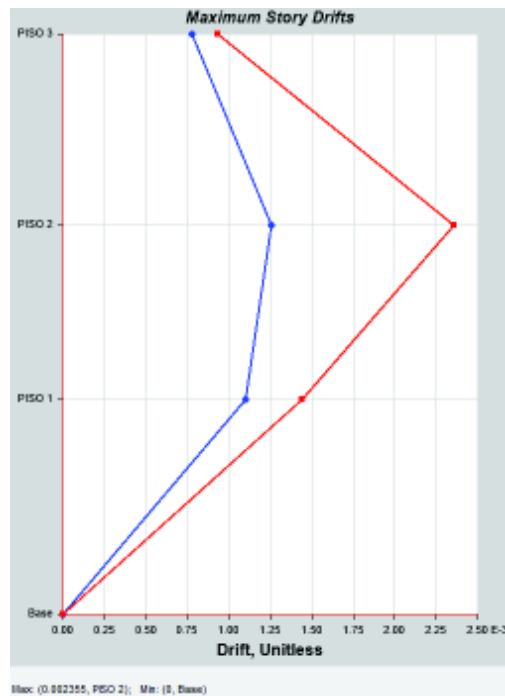
ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

$$\Delta_I = 0.75 * 1 * 0.005549 = 0.004162$$

$$\Delta_I = 0.004162 < \Delta_{M\acute{a}x}$$

4.3.8.1.2 SISMO EN Y

Figura 31 Derivas Inelásticas Método Estático



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

$$\Delta_I = 0.75 * 1 * 0.002355 = 0.001766$$

$$\Delta_I = 0.001766 < \Delta_{M\acute{a}x}$$

4.3.8.2 MÉTODO DINÁMICO

El NEC_SE_DS establece que el análisis dinámico de la estructura obtenido por cualquier método debe garantizar que el valor del cortante dinámico no sea:

- Menor al 80 % del cortante basal obtenido por el método estático (estructuras regulares)
- Menor al 85 % del cortante basal obtenido por el método estático (estructuras irregulares)
- El sumatorio de la masa modal efectiva en los modos de vibración utilizados sea al menos el 90 % del total de la masa del edificio.

4.3.8.2.1 REACCIONES EN LA BASE

Figura 32 Cortante Basal Método Estático y Dinámico

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf
SX	-1451.3923	0
SY	0	-1451.3923
ESP X Max	1451.3923	214.0263
ESP Y Max	214.0264	1368.0895

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.8.2.2 SUMATORIO DE MASA MODAL EFECTIVA

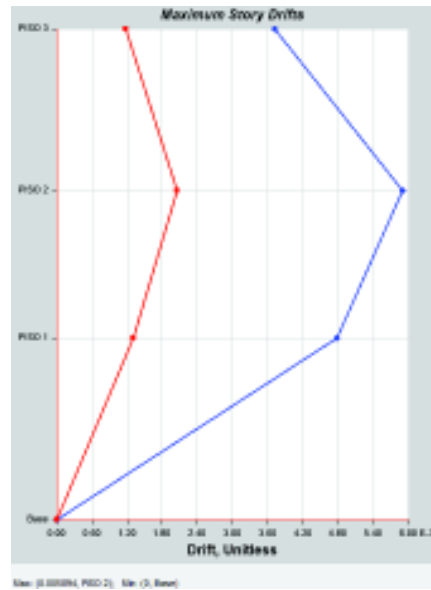
Figura 33 Sumatorio de masa modal efectiva

Case	Mode	Period sec	LIX	LIY	UIZ	Sum LIX	Sum LIY
Modal	1	0.214	0.6539	0.027	0	0.6539	0.027
Modal	2	0.167	0.0296	0.6629	0	0.7235	0.6899
Modal	3	0.095	0.1371	0.0929	0	0.8606	0.7828
Modal	4	0.077	0.0674	0.0258	0	0.928	0.8087
Modal	5	0.065	0.015	0.0205	0	0.943	0.8291
Modal	6	0.063	0.0006	0.0001	0	0.9435	0.8292
Modal	7	0.057	0.0409	0.1239	0	0.9844	0.9531
Modal	8	0.043	0.0032	0.0345	0	0.9877	0.9876
Modal	9	0.043	3.448E-05	1.909E-05	0	0.9877	0.9876
Modal	10	0.036	0.0001	0.0003	0	0.9878	0.9879
Modal	11	0.031	0.0047	0.0002	0	0.9924	0.9881
Modal	12	0.028	0.001	0.0011	0	0.9934	0.9892

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.8.2.3 SISMO EN X

Figura 34 Derivas Inelásticas Método Dinámico



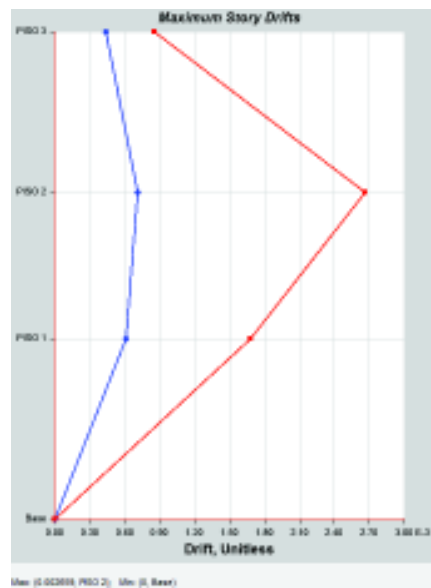
ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

$$\Delta_I = 0.75 * 1 * 0.005894 = 0.00442$$

$$\Delta_I = 0.00442 < \Delta_{M\acute{a}x}$$

4.3.8.2.4 SISMO EN Y

Figura 35 Derivas Inelásticas Método Dinámico



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

$$\Delta_I = 0.75 * 1 * 0.002659 = 0.001994$$

$$\Delta_I = 0.001994 < \Delta_{M\acute{a}x}$$

4.3.8.3 COMPARACIÓN DE LOS LÍMITES PERMISIBLES DE DERIVAS CON LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-15.

Tabla 40 Derivas Inelásticas del Edificio

MÉTODO	DIRECCIÓN	DERIVA INELÁSTICA (%)	MÁX. PERMITIDO (%)
ESTÁTICO	X	0.4162	2
ESTÁTICO	Y	0.1766	2
DINÁMICO	X	0.442	2
DINÁMICO	Y	0.1994	2

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.8.4 LÍMITES PERMISIBLES CON LAS NORMAS NSR-10 Y NTE.

Las derivas encontradas con los métodos lineales estático y dinámico fueron comparadas con la Norma Colombiana Sismo Resistente (NSR-10, 2010) y con la Norma del Reglamento Nacional Peruano de Edificaciones (NTE, 2016), con el afán de verificar si el comportamiento dinámico en el rango lineal del edificio de la FIGP cumple con los códigos de países vecinos.

De acuerdo con la tabla A.6.4-1 sec. A.6.4 la NSR-10 la deriva máxima permitida para cada piso es:

Tabla 41 Deriva máxima de piso NSR-10

Estructuras de:	Deriva Máxima $\Delta_{m\acute{a}x}$
Concreto reforzado, metálicas, de madera y de mampostería	1.0 %
De mampostería	0.5 %

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Según la Norma Técnica de Edificaciones (NTE-030) el desplazamiento máximo de piso está dado por la tabla N^o 11 sec. 5.2:

Tabla 42 Desplazamiento máximo de piso NTE

Material predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Tabla 43 Comparación de derivas con las Normas NRS-10 y NTE-030

MÉTODO	DIRECCIÓN	DERIVA INELÁSTICA (%)	MÁX. NSR-10 (%)	MÁX. NTE (%)
ESTÁTICO	X	0.416	1	0.7
ESTÁTICO	Y	0.177	1	0.7
DINÁMICO	X	0.442	1	0.7
DINÁMICO	Y	0.199	1	0.7

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.8.5 TORSIÓN EN LA ESTRUCTURA

De acuerdo con los resultados del modelo matemático en el software de análisis estructural, el porcentaje de participación modal de la masa en torsión (RZ) obtenido mediante un análisis modal en el rango lineal para los tres primeros modos de vibración es: de 21.9%, 2.67% y 48.68% respectivamente como se lo ilustra en la siguiente tabla:

Tabla 44 Porcentaje de participación modal de los modos fundamentales de vibración – Estructura actual

% PARTICIPACIÓN MODAL					
Caso	Modo	Período	UX	UY	RZ
Modal	1	0.223	0.0552	0.4976	0.219
Modal	2	0.177	0.6657	0.0315	0.0267
Modal	3	0.136	0.003	0.1832	0.4868

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.9 MODELO NO LINEAL DE MAMPOSTERÍA - MÉTODO DE RODRIGUES

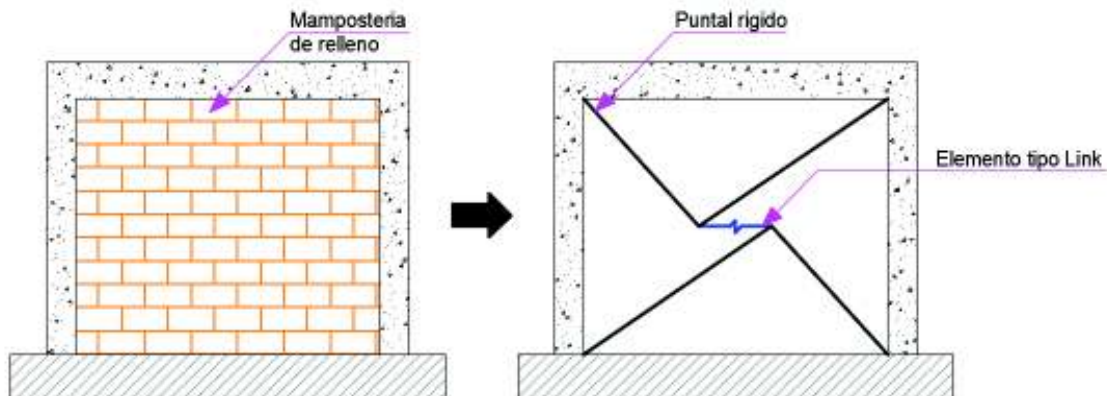
La influencia de la mampostería afecta directamente a la rigidez global de la estructura cambiando su período es por esto que para el análisis se consideró un macro modelo simplificado, el cual simula el comportamiento no lineal de la mampostería que está sometida a cargas cíclicas.

El macro modelo propuesto por (Furtado, Rodrigues, & Arede, 2010) es una variación del modelo del puntal bi-diagonal equivalente propuesto por (Crisafulli, Carr, & Park, 2000). Este modelo considera el comportamiento del panel de mampostería en los ejes locales del pórtico; el daño de un panel en una dirección afecta su comportamiento en la otra dirección. Además, el modelo propuesto representa precisamente la respuesta global y la energía de disipación de la estructura ante cargas dinámicas. Las limitaciones del modelo típico del puntal equivalente bi-diagonal han sido resaltadas y estudiadas por (Varum, 2003), entre las cuales podemos

encontrar que este modelo no toma en cuenta los efectos de columna corta y que además se debe condicionar el comportamiento de los puntales ya sea a compresión o tensión.

El modelo (figura 36) consiste en definir cuatro elementos como puntales rígidos y un elemento central el cual tiene un comportamiento histerético no lineal simulando el comportamiento de la mampostería (Furtado, Rodrigues, & Arede, 2010).

Figura 36 Macro modelo de un panel de mampostería relleno



FUENTE: (Furtado, Rodrigues, & Arede, 2010)

4.3.9.1 ASIGNACIÓN DE PROPIEDADES PARA EL MODELO

Para la modelación de los cuatro puntales se asignó propiedades que consideren la rigidez infinita del elemento.

Figura 37 Propiedades de Puntales Rígidos

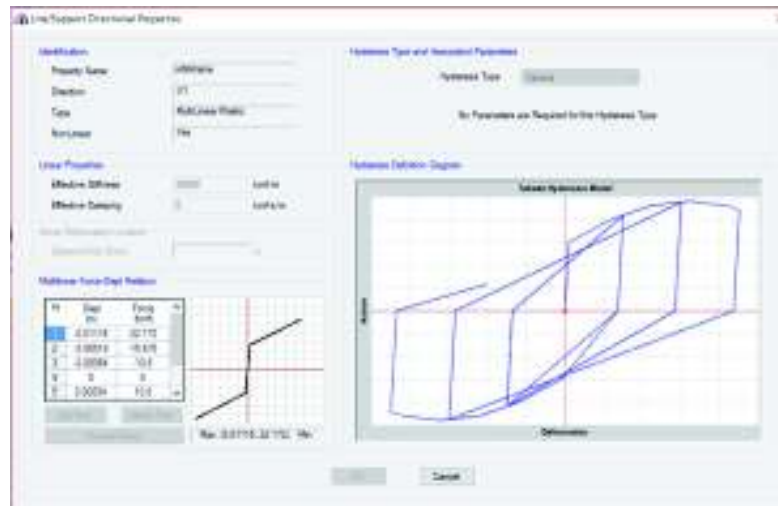


ELABORACIÓN: AGUIRRE & BONE

El elemento central del macro modelo fue definido como un elemento tipo link en el software de análisis estructural, el cual consideró el modelo de histéresis de Takeda donde la descarga empieza cuando una inversión de carga ocurre. La rigidez de descarga depende del desplazamiento máximo encontrado. La degradación de la fuerza para ciclos repetidos de una

cierta amplitud de desplazamiento es implementada tomando en cuenta la interacción entre la degradación en las dos direcciones. (Furtado, Rodrigues, & Arede, 2010)

Figura 38 Modelo Histerético

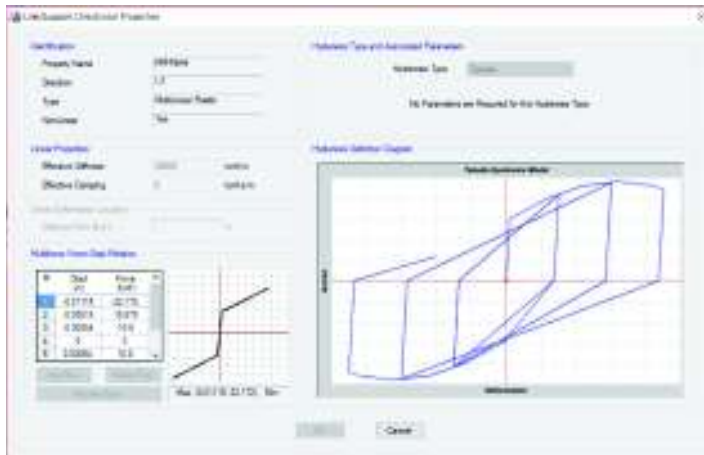


ELABORACIÓN: AGUIRRE & BONE

4.3.10 CALIBRACIÓN DEL MODELO NO LINEAL

El período del modelo matemático en el software de análisis estructural debe iterarse mediante la variación del parámetro de rigidez de los elementos tipo link, que representan el comportamiento no lineal de la mampostería en la estructura hasta llegar a los períodos determinados mediante el ensayo de vibraciones ambientales. De esta manera se puede lograr que el modelo matemático sea más preciso y cercano a la realidad.

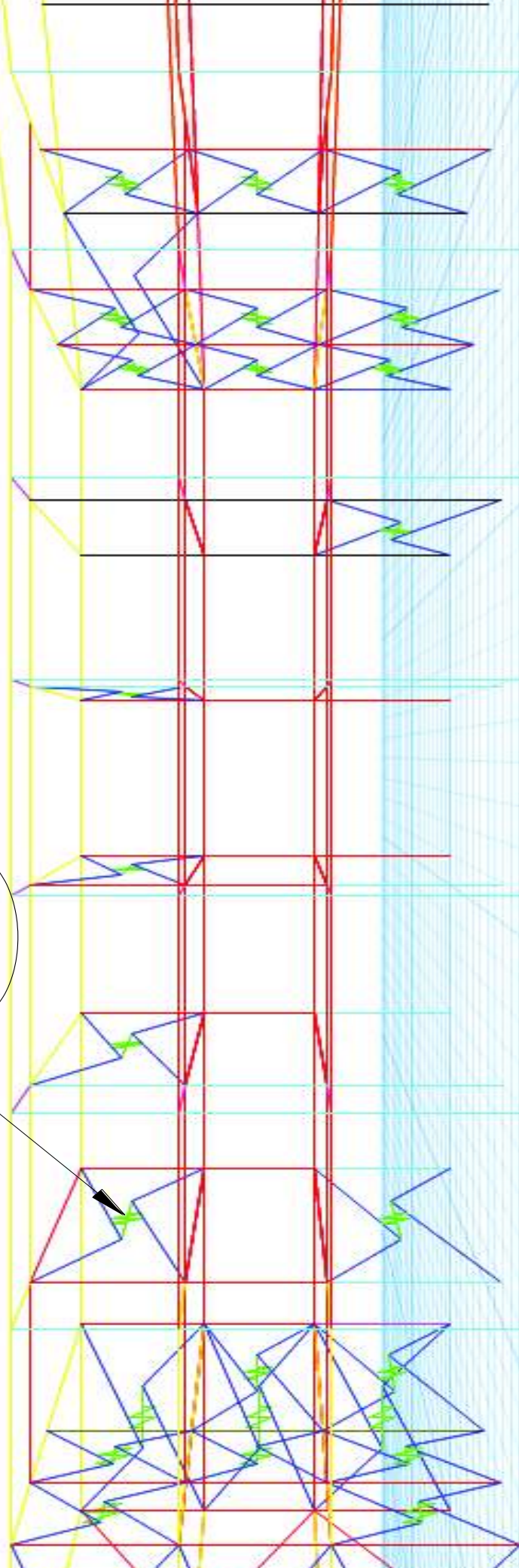
Figura 39 Propiedades Link (Mampostería) y períodos calibrados de la estructura



Case	Mode	Period sec
Modal	1	0.214
Modal	2	0.167
Modal	3	0.096
Modal	4	0.077
Modal	5	0.065
Modal	6	0.063
Modal	7	0.057
Modal	8	0.043
Modal	9	0.043
Modal	10	0.036
Modal	11	0.031
Modal	12	0.028

ELABORACIÓN: AGUIRRE & BONE

Elemento Link
Mampostería

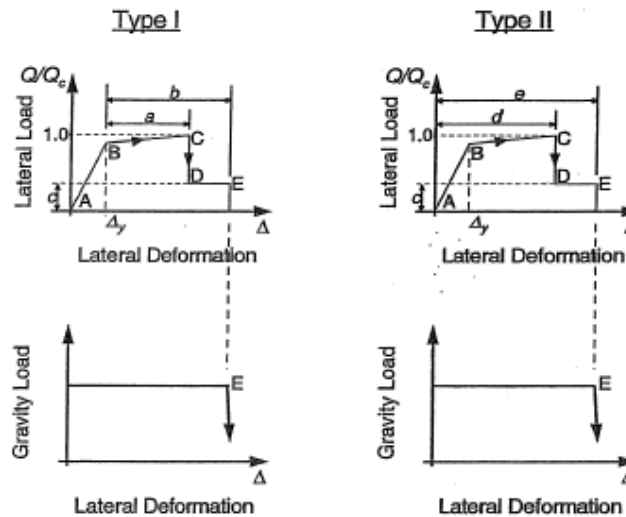


ELABORACIÓN: AGUIRRE & BONE

4.3.12 ASIGNACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS

Un análisis de tipo no lineal debe tener en cuenta la relación carga-deformación que generalmente está compuesta de segmentos lineales continuos. Los límites de deformación correspondientes a la pérdida de resistencia ante carga lateral y correspondientes a la pérdida de resistencia ante cargas gravitacionales deben ser definidos como se lo ilustra en la siguiente figura:

Figura 41 Relaciones generalizadas para componentes carga-deformación



FUENTE: (ASCE 41-13, 2013)

4.3.12.1 VIGAS

Las vigas pueden ser modeladas con modelos de rótulas plásticas concentradas, modelos de rótulas plásticas distribuidas u otros modelos cuyo comportamiento haya demostrado que representa adecuadamente las características importantes de vigas de hormigón reforzado sujetas a carga lateral. El modelo debe ser capaz de representar la respuesta inelástica del componente a través de su longitud. (ASCE 41-13, 2013)

4.3.12.2 COLUMNAS

Las columnas pueden ser modeladas al igual que las vigas con modelos de rótulas plásticas concentradas, modelos de rótulas plásticas distribuidas u otros cuyo comportamiento haya demostrado que representa adecuadamente las características importantes de columnas de hormigón reforzado sujetas a carga axial y lateral. (ASCE 41-13, 2013)

4.3.12.3 UBICACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS

La ubicación de la rótula plástica es utilizada para obtener los valores de rotación última obtenidos de las curvas de momento rotación. Varios autores han propuesto ecuaciones para determinar la ubicación de las rótulas plásticas en elementos de hormigón. La variación de resultados entre estos valores depende de la complejidad de las ecuaciones propuestas.

(Mehmet & Hayri, 2006) El valor más simple para determinar la ubicación de una rótula plástica en un elemento de hormigón es el propuesto por (Park & Paulay, 1975) el cual se indica en la siguiente ecuación:

$$L_p = 0.5 \cdot H$$

Donde:

L_p : longitud de la rótula plástica

H : altura de la sección

Figura 42 Asignación de Rótulas Plásticas en Vigas y Columnas

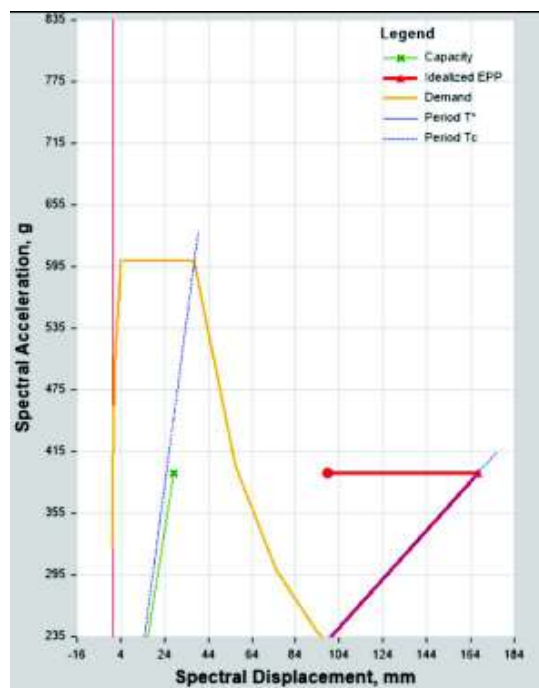
ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.13 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER

Un análisis del tipo PUSHOVER (estático-no lineal) puede ser empleado en estructuras regulares. Para determinar si una estructura es regular se debe efectuar un análisis modal espectral y usar los modos de vibración necesarios para capturar el 90 % de la masa de participación modal. Si más del 75% del total de la masa participa en el periodo fundamental en la dirección en consideración, se puede considerar que la estructura es regular. (FEMA 356, 2000)

Al utilizar el método estático no lineal PUSHOVER en el modelo del edificio de la FIGP no se logró determinar el punto de desempeño de la estructura debido a que la curva de capacidad no convergió porque la estructura no cumple con los requisitos de regularidad geométrica establecidos en el código (FEMA 356, 2000) como se puede observar en la tabla 44.

Figura 43 Curva de Capacidad - PUSHOVER



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.14 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL TIEMPO HISTORIA

Para realizar un análisis Tiempo Historia es indispensable tener registros sísmicos de la zona a la que pertenece la estructura a ser analizada, ya que para evaluar la respuesta de la estructura se necesita de acciones sísmicas representadas por acelerogramas.

Debido a que no existen suficientes registros de sismos representativos ocurridos en la ciudad de Quito que puedan ser considerados para este tipo de análisis, se debe tomar registros sísmicos internacionales y escalarlos para emular las condiciones sísmicas locales.

4.3.14.1 DEFICIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO OBJETIVO

Los objetivos de rehabilitación expuestos en el NEC_SE_RE se definen con la elección de uno o varios niveles sísmicos y su correspondiente nivel de desempeño. Es decir, los niveles a nivel estructural y no estructural que debe alcanzar una edificación impactada por eventos sísmicos de diferente período de retorno o probabilidad de excedencia como se lo indica a continuación:

Figura 44 Niveles de Desempeño esperados NEC_SE_RE

		Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
NIVEL DE TERREMOTO	10% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

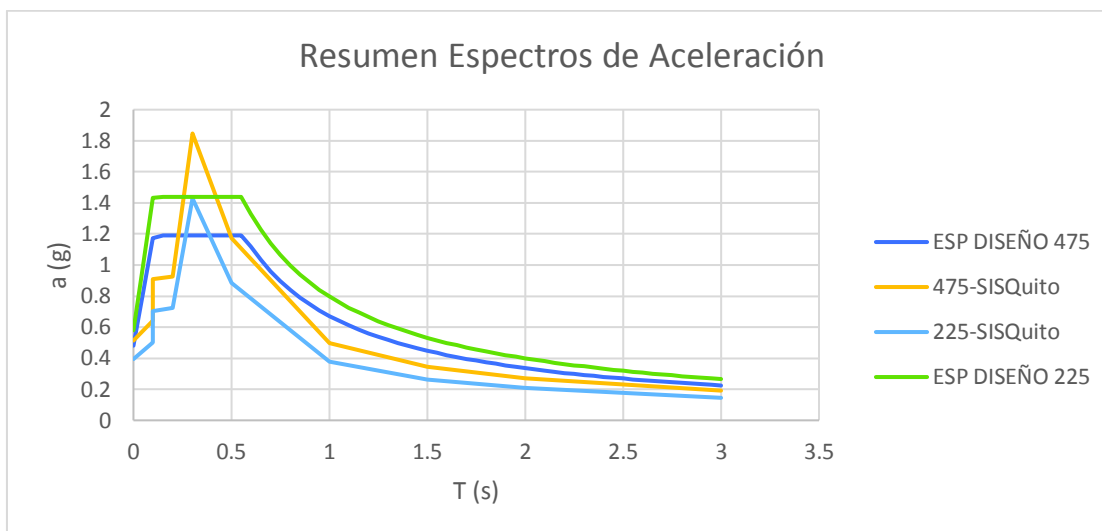
FUENTE: NEC_SE_RE

Donde se especifica que las estructuras de ocupación especial deben ser readecuadas para un objetivo limitado (g y l). Es decir, que los eventos sísmicos deben tener una probabilidad de excedencia del 10% y 20% en 50 años.

4.3.14.2 SELECCIÓN DE ESPECTRO DE DISEÑO

Para la selección de los espectros de diseño con una probabilidad de excedencia del 10% y 20% en 50 años, es decir con período de retorno $T_r = 475$ años y $T_r = 225$ años respectivamente, se tomó como referencia a los espectros de aceleración de las curvas establecidas en el NEC_SE_DS y a los espectros a nivel de superficie del software SISQuito v1.2. Con los cuales se generaron los espectros objetivos de pseudo aceleración necesarios para el proceso de escalamiento.

Figura 45 Espectros de diseño



4.3.14.3 SELECCIÓN DE EVENTOS SÍSMICOS INTERNACIONALES

Para la selección de los eventos que sean compatibles con las condiciones locales de Quito se tomó como referencia el proyecto de titulación “Selección de Ecuaciones de Atenuación (GMPEs) Compatibles para el Sistema de Fallas de Quito” (Cañizares, 2017), ya que según los requerimientos de (ASCE 7-10, 2010) se necesitan por lo menos de siete registros que sean compatibles para poder realizar el análisis dinámico Tiempo Historia.

En la siguiente tabla se resume los eventos internacionales seleccionados los cuales emulan las condiciones locales, con un rango de magnitud de Mw: 5.7 hasta 6.9, distancias epicentrales Rjb entre 9.7 hasta 24.7 Km, el tipo de falla es cortical inversa y para suelos tipo C, la cual se muestra a continuación:

Tabla 45 Registros Sísmicos Internacionales

#	Sismo	Estación	Año	Mv.	Rjb	Suelo	dt	Falla
1	San Fernando	San Felicia	1971	6.6	24.7	C	0.02	Inv.
2	San Fernando	Lake Hunges	1971	6.6	13.9	C	0.02	Inv.
3	Friuli	Centrale	1976	6.4	10.2	C	0.005	Inv.
4	Coalinga	Suphur Barths	1983	5.7	9.7	C	0.02	Inv.
5	Loma Prieta	Santa Cruz_UC	1989	6.9	12.0	C	0.02	Inv.
6	Loma Prieta	San Jose-Sant	1989	6.9	14.1	C	0.02	Inv.
7	Northridge	GI Las Palmas	1994	6.7	21.6	C	0.02	Inv.

FUENTE: (Cañizares, 2017) / ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.3.14.4 ESCALAMIENTO DE SISMOS SELECCIONADOS

Las señales internacionales descritas en la sección 4.3.14.3 son útiles para el proceso de escalamiento ya que estas cumplen con las condiciones locales de la ciudad de Quito. Al no contar con registros locales adecuados para el análisis de Historia en el Tiempo es necesario el escalamiento de señales.

4.3.14.5 PROCEDIMIENTO ASCE 7-10

Según el (ASCE 7-10, 2010) es necesario contar con siete registros compatibles, un espectro de respuesta con el 5% de amortiguamiento y un rango de período que varía entre $0.2T_f$ y $1.5T_f$ como se sugiere en el trabajo de (Kalkan & Chopra, 2010). Donde se sugiere la metodología que se resume en el trabajo de titulación “Selección de Ecuaciones de Atenuación (GMPEs) Compatibles para el Sistema de Fallas de Quito” (Cañizares, 2017) como se indica a continuación:

- Selección del espectro objetivo de pseudo aceleración. Para el edificio de la FIGP se usó el espectro de diseño como se indica en la sección 4.3.14.2
- Se utilizó los siete registros sísmicos compatibles con la ciudad de Quito descritos en la sección 4.3.14.3
- Se calcula el pseudo espectro de respuesta con el 5% de amortiguamiento crítico para las componentes en x y y para cada registro seleccionado. Para esto se utiliza el método de Newmark el mismo que corrige la línea base, y se filtra la señal.
- Se obtiene la raíz de la suma de los cuadrados de las componentes de cada registro (SRSS).
- Se calcula el factor de corrección Sf_1 el mismo que reduce la diferencia de cada registro con respecto al espectro objetivo. Este paso tiene por objetivo que los espectros de los registros seleccionados sean lo más cercano posible al espectro objetivo.

$$sf_1 = \|\hat{A}_{OBJETIVO} - sf_1 \cdot A_{SRSS}\|$$

Donde: $\|\cdot\|$ es la norma euclídea

- Se procede a determinar \hat{A}_{SRSS} como promedio o media geométrica de $sf_1 \cdot \hat{A}_{SRSS}$ en el conjunto de registros.
- Se calcula la diferencia máxima normalizada ϵ_{SRSS}

$$\epsilon_{ASCE} = \max_{0.2T \leq T_i \leq 1.5T} \left(\frac{\hat{A}_{OBJETIVO} - \hat{A}_{SRSS,i}}{\hat{A}_{OBJETIVO}} \right)$$

$$SF2 = \frac{1}{1 - \epsilon_{ASCE}}$$

- Finalmente, se determina el factor final de escala para los registros sísmicos seleccionados.

$$SF = sf1 * SF2$$

4.3.14.6 CÁLCULO DE LOS FACTORES DE ESCALA

Mediante el software desarrollado en el proyecto de titulación “Selección de Ecuaciones de Atenuación (GMPEs) Compatibles para el Sistema de Fallas de Quito” (Cañizares, 2017), se realizó el escalamiento de los sismos que se recomiendan en la misma. Obteniendo los siguientes factores:

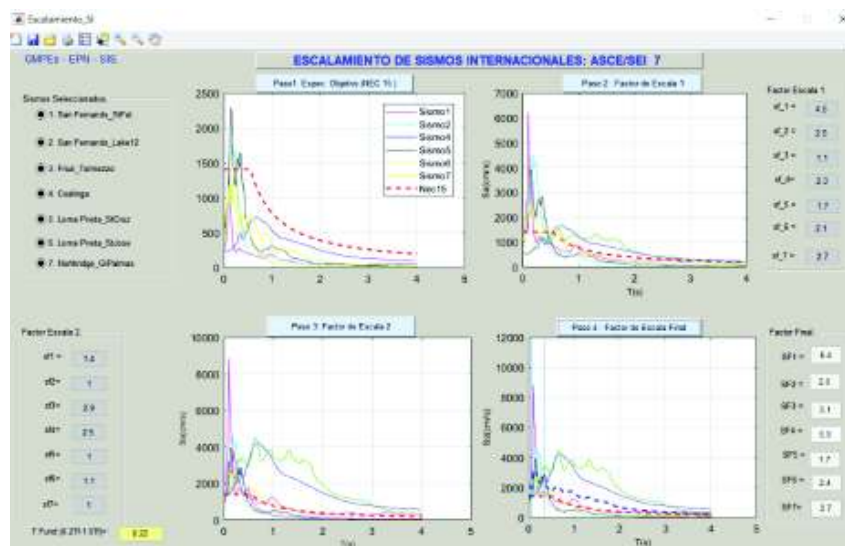
Factores de escalamiento $T_r = 475$ años

Tabla 46 Factores de Escalamiento $T_r = 475$ años

Sismo	Factor
San Fernando_ St Fel	6.4
San Fernando_ Lake	2.5
Friuli_Tolmezzo	3.1
Coalinga	5.9
Loma Prieta_ StCruz	1.7
Loma Prieta_ StJose	2.4
Northridge_GI Palmas	2.7

FUENTE: (Cañizares, 2017) / ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Figura 46 Escalamiento de Sismo $T_r = 475$ años (Cañizares, 2017)



FUENTE: MATLAB R2017b

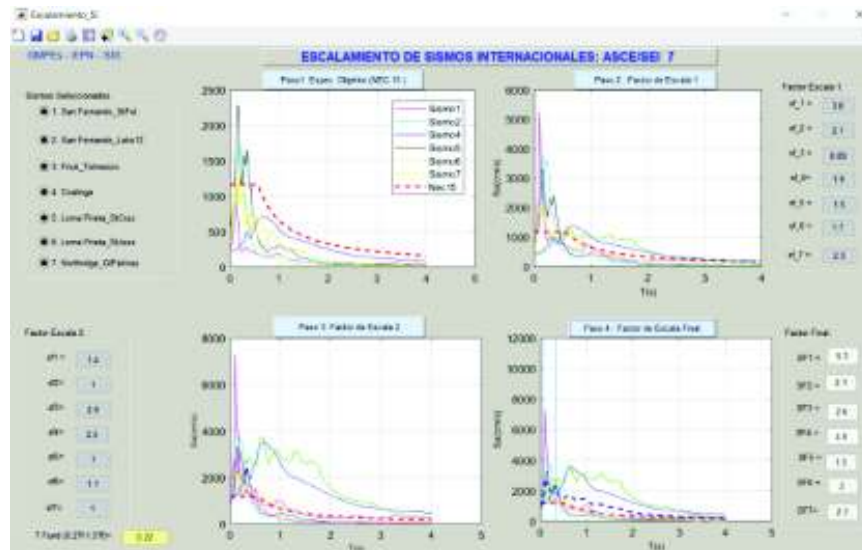
Factores de escalamiento $T_r= 225$ años

Tabla 47 Factores de Escalamiento $T_r= 225$ años

Sismo	Factor
San Fernando_ St Fel	5.3
San Fernando_ Lake	2.1
Friuli_Tolmezzo	2.6
Coalinga	4.8
Loma Prieta_ StCruz	1.5
Loma Prieta_ StJose	2.0
Northridge_GI Palmas	2.3

FUENTE: (Cañizares, 2017) / ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Figura 47 Escalamiento Sismo $T_r=225$ años (Cañizares, 2017)

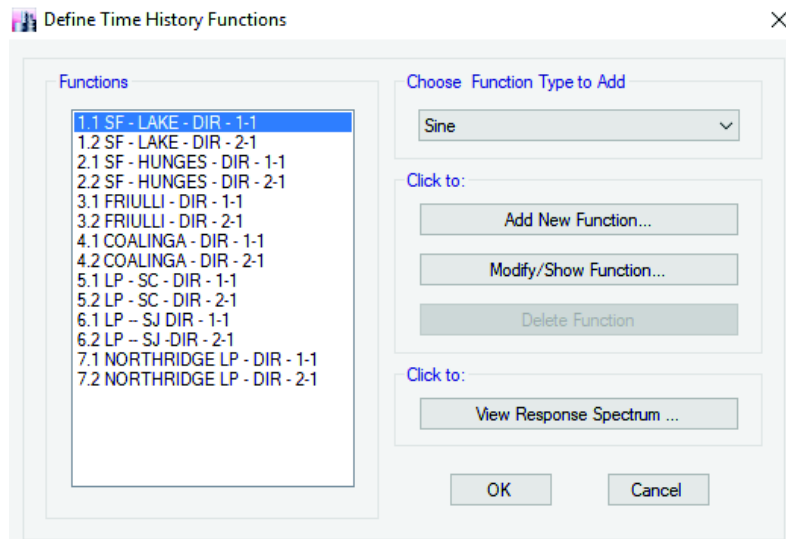


FUENTE: MATLAB R2017b

4.3.15 DEFINICIÓN DE ACELEROGRAMAS

Los acelerogramas en las dos direcciones de los siete registros sísmicos seleccionados tanto para un período de retorno de 225 años como para 475 años, se almacenaron como archivos .csv para poder ingresarlos en el software de análisis estructural.

Figura 48 Acelerogramas de registros sísmicos

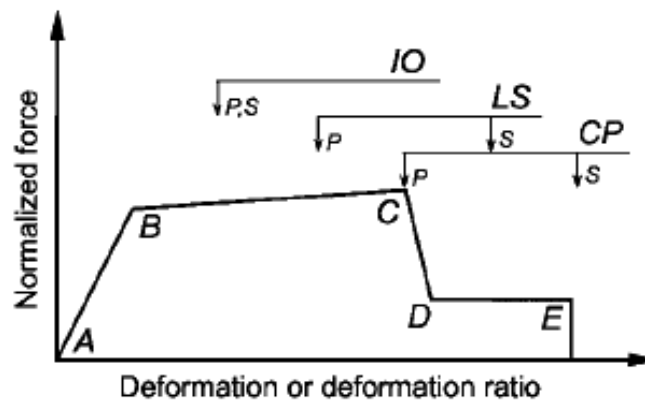


ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.4 RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

Para evaluar el nivel de desempeño de la estructura ante los diferentes acelerogramas se utilizarán los niveles de desempeño recomendados por el (ASCE/SEI 41-17, 2017). Donde el criterio de aceptación para la deformación de los elementos principales requiere de la formación de las rótulas plásticas. Según el (ASCE/SEI 41-17, 2017) existen cuatro niveles de aceptación: Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida, Prevención de Colapso y Colapso como lo indica la figura 49 y se los detalla en la sección 4.4.1.

Figura 49 Criterios de deformación de los elementos



FUENTE: (ASCE/SEI 41-17, 2017)

Donde:

IO: Ocupación Inmediata (Immediate Occupancy)

LS: Seguridad de Vida (Life Safety)

CP: Prevención de Colapso (Collapse Prevention)

4.4.1 NIVELES DE DESEMPEÑO

4.4.1.1 OCUPACIÓN INMEDIATA

El nivel de desempeño de Ocupación Inmediata está definido como el nivel post- terremoto en el cual una estructura mantiene seguridad para ser ocupada y esencialmente mantiene fuerza y rigidez pre-terremoto.



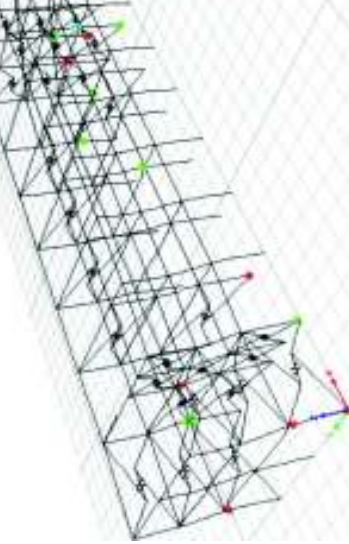
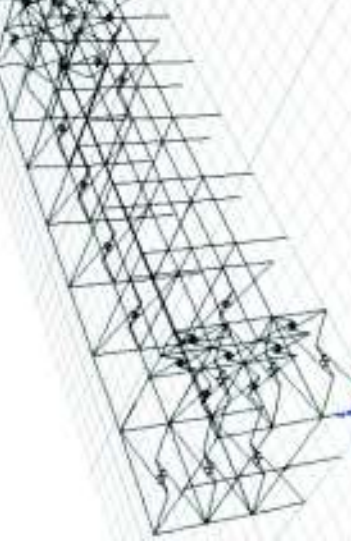
4.4.1.2 SEGURIDAD DE VIDA

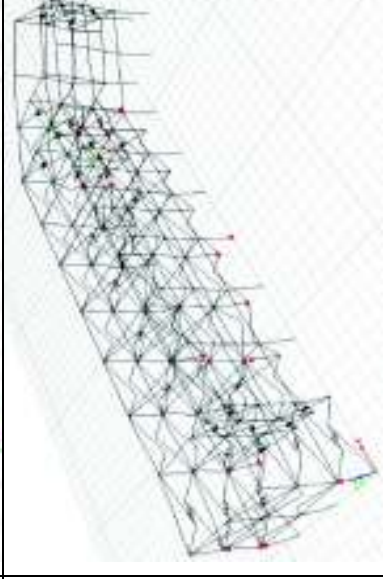
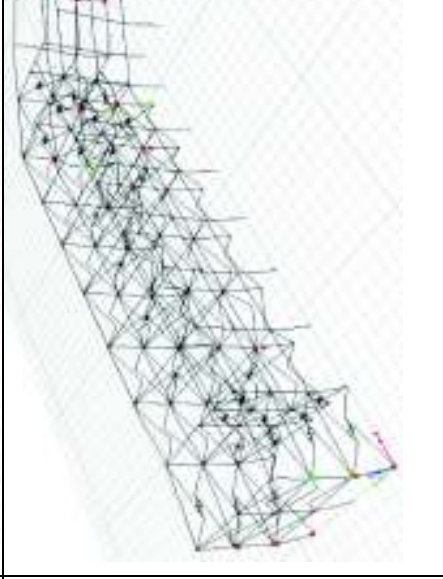
El nivel de desempeño de Seguridad de Vida está definido como el estado post-terremoto en el cual una estructura ha sufrido daños de componentes, pero retiene un margen de seguridad ante un colapso total o parcial.

4.4.1.3 PREVENCIÓN DE COLAPSO

El nivel de desempeño de Prevención de Colapso está definido como el estado post-terremoto en el cual una estructura ha sufrido daños de componentes y continúa soportando cargas gravitacionales, pero no mantiene un margen ante el colapso.

Tabla 48 Resultados de Evaluación Estructural

Resultados	Desplazamiento Máximo Alcanzado	Resultados Gráf
<ul style="list-style-type: none"> Formación de rótulas plásticas a nivel de colapso en los pórticos del eje B, K y N. Formación de rótulas plásticas a nivel de prevención de colapso en el pórtico del eje H. Formación de rótulas plásticas a nivel de seguridad de vida en los pórticos del eje B y H. 	<ul style="list-style-type: none"> 2.36 cm en sentido x 2.26 cm en sentido y 	
<ul style="list-style-type: none"> Formación de rótulas plásticas a nivel de colapso en los pórticos del eje B, H, I, N, R y S. 	<ul style="list-style-type: none"> 5.81 cm en sentido x 5.50 cm en sentido y 	
<ul style="list-style-type: none"> Formación de rótulas plásticas a nivel de colapso en los pórticos del eje A, B, C, G. Formación de rótulas plásticas a nivel de prevención de colapso en los pórticos del eje H e I. Formación de rótulas plásticas a nivel de seguridad de vida en los pórticos del eje B, E, F, G e I. 	<ul style="list-style-type: none"> 6.81 cm en sentido x 5.70 cm en sentido y 	
<ul style="list-style-type: none"> No genera rótulas plásticas. 	<ul style="list-style-type: none"> 0.77 cm en sentido x 0.33 cm en sentido y 	

	<ul style="list-style-type: none"> • Formación de rótulas plásticas a nivel de colapso en los pórticos de los ejes A, B, C, D, E, G, y H. • Formación de rótulas plásticas a nivel de seguridad de vida en los pórticos del eje G y H. 	<ul style="list-style-type: none"> • 5.61 cm en sentido x • 5.32 cm en sentido y 	
<ul style="list-style-type: none"> • Formación de rótulas plásticas a nivel de colapso en los pórticos de los ejes A, C, G, H, K, L y N. • Formación de rótulas plásticas a nivel de prevención de colapso en los pórticos del eje A, G y H. • Formación de rótulas plásticas a nivel de seguridad de vida en los pórticos del eje A, H, L y N. 	<ul style="list-style-type: none"> • 5.50 cm en sentido x • 5.20 cm en sentido y 		

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

4.4.2 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

El código (NEC-15, 2015) requiere un conjunto de no menos de tres registros sísmicos, al igual que el código (ASCE 7-10, 2010), donde el máximo de los tres registros debe ser considerado. Ambos códigos recomiendan que; si siete o más registros sísmicos son usados, la respuesta promedio debe ser utilizada para el análisis. En el edificio de la FIGP se observa la formación de rótulas plásticas a nivel de colapso en cinco de los siete eventos seleccionados. Por lo antes mencionado se puede concluir que la estructura existente tendría un nivel de desempeño esperado a nivel de colapso ante un evento sísmico con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años (período de retorno de 475 años).

CAPÍTULO V

DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

5.1 FACTIBILIDAD DE CADA TIPO DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

5.1.1 ENCAMISADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La necesidad de reforzar secciones de hormigón armado surge por varias razones, como nuevos requerimientos de seguridad, un cambio en el tipo de ocupación de la estructura, un diseño incorrecto y/o la degradación de los materiales en el tiempo. El encamisado de elementos estructurales es un proceso ampliamente difundido a nivel mundial. Consiste en la adición de capas de hormigón usualmente reforzado con varillas longitudinales, estribos, mallas de alambre soldado o varios tipos de materiales fibrosos. (Monir & Maged, 2018)

Para tener un nuevo elemento de hormigón reforzado mediante encamisado, la superficie de exposición del hormigón debe ser preparada, se debe garantizar la unión entre el hormigón existente y el nuevo hormigón. En los ensayos realizados por (Alcocer, 1991) el polvo de la superficie del hormigón existente es aspirado y limpiado con una pequeña brocha, y antes de colocar la unión se recomienda humedecer la superficie de contacto.

Figura 50 Encamisado de Viga - Columna



FUENTE: CORE & CUT CONSTRUCTIONS

5.1.1.1 COLUMNAS

Generalmente las vigas tienen una dimensión menor a las columnas que las soportan. Las varillas para la columna a ser encamisada tienen que pasar por las vigas existentes a través de agujeros hechos en el piso de la losa. Varias publicaciones han investigado la influencia de la distribución de las varillas longitudinales vs varillas en las esquinas del elemento encamisado, pero no han encontrado diferencias significativas. (FEMA 547, 2006)

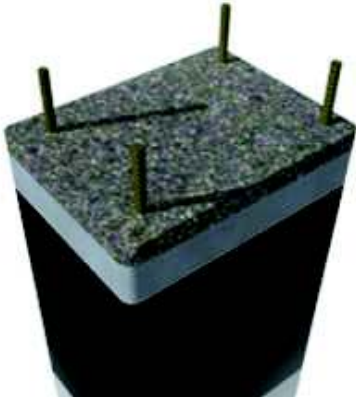
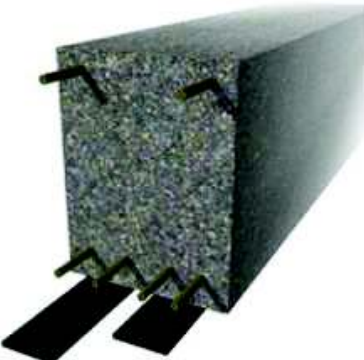
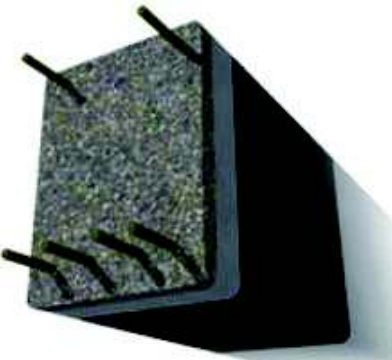
5.1.1.2 VIGAS

Cuando las vigas son encamisadas, la parte inferior y sus lados pueden incrementar sus dimensiones, pero comúnmente la parte superior de la viga debe mantenerse al nivel de la losa. Se debe hacer ranuras en la parte superior de la losa justo por encima de la viga con agujeros en los extremos de las ranuras a través de la losa. (FEMA 547, 2006)

5.1.2 REFORZAMIENTO MEDIANTE POLÍMEROS DE CARBONO

Los materiales compuestos hechos a base de fibras y resinas de polímeros han emergido como alternativa a los materiales tradicionales para rehabilitación de estructuras. Estos materiales son livianos, no corrosivos y tienen una gran resistencia ante esfuerzos de tensión. Estos materiales se encuentran disponibles en varias presentaciones que van desde láminas prefabricadas hasta hojas de fibras que pueden ser envueltas para ajustarse a la geometría de la estructura antes del vaciado de resina. (ACI 440.2R-08, 2008)

Tabla 49 Reforzamiento mediante FRP

Confinamiento en columnas	Flexión en vigas	Corte en vigas
		

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

5.1.3 REFORZAMIENTO EXTERNO POR BRACES

Los *braces* de acero (diagonales rigidizadores) se utilizan comúnmente en sistemas estructurales para resistir fuerzas laterales como son el viento o los sismos. Debido a la carga periódica y al pandeo por compresión, estos elementos tienen resistencia y rigidez reducida cuando se usan en áreas sísmicas. (Jamkhaneh, Ebrahimi, & Amiri, 2018)



Fotografía 3 Reforzamiento mediante braces externos - México

FUENTE: CIV – EPN

5.1.3.1 DISEÑO DE ELEMENTO TIPO BRACE

Para determinar el tipo de perfil de acero a utilizar como elemento tipo *braces* para el reforzamiento de la estructura, se procedió de acuerdo con el método de cálculo LRFD del (AISC 360-16, 2016). Primero se determinará el área necesaria del perfil, por lo tanto, se necesita realizar un proceso iterativo.

De acuerdo con el modelo matemático utilizando un análisis estático en el rango lineal y asumiendo un factor de ductilidad $R=5$, se determinó que la máxima fuerza axial que soportan los elementos tipos *braces* es de 19.88 T. Con esta carga se calculó el área de la sección requerida en acero estructural A36:

Datos: $E = 2 * 10^5 \text{ MPa}$ $F_y = 250 \text{ MPa}$

Donde:

E : módulo de elasticidad del acero

F_y : esfuerzo de fluencia del acero

F_e : tensión elástica por pandeo

F_{cr} : tensión crítica

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 200000}{109^2} = 166.14 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] \cdot F_y = (0.658) \frac{250}{166.14} \cdot 250 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = 133.17 \text{ MPa}$$

$$A_g = \frac{P_u}{\phi_c * F_{cr}}$$

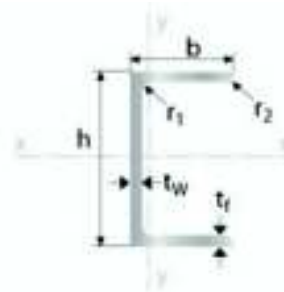
$$A_g = \frac{0.1949 \text{ MN}}{0.9 * 133.17 \text{ MPa}} = 0.001626 \text{ m}^2 = 16.26 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 16.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{área requerida para el perfil}$$

Con el área requerida, se buscó en los perfiles comerciales tipo C encontrando el perfil con las siguientes especificaciones técnicas:

Tabla 50 Especificaciones Técnicas de Tubo Estructural Cuadrado

Descrip.	Peso	Área	Dimensiones		
			Altura	Base	espesor
UPN 80	P	A	h	B	t
	kg/m	cm ²	mm	mm	mm
IPAC	17.28	22.00	80.00	90.00	6.00



FUENTE: IPAC Duferco Group / ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

La sección cuadrada está conformada por dos secciones tipo C soldadas, donde la sección compuesta tiene las siguientes propiedades:

Tabla 51 Propiedades Mecánicas del Perfil Seleccionado

Ag(cm²)	22.00
Ix(cm⁴)	201.9
Iy(cm⁴)	244.6
t(mm)	6.00
b(mm)	90.00

h(mm)	80.00
E(Mpa)	200000
Fy(Mpa)	250
K	1
L(m)	5.3
r(cm)	4.91
μ	0.3

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Con estas propiedades mecánicas se realizó el diseño a compresión y tensión de la sección cuadrada.

- Determinación de la longitud efectiva

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r} = \frac{1 \cdot 5.3}{4.91}$$

$$\lambda = 122.2$$

- Análisis para el pandeo flexural

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 200000}{122.2^2}$$

$$F_e = 132.19 \text{ MPa}$$

- Análisis para el pandeo torsional y flexo torsional

Las secciones transversales con doble simetría sometidas a compresión axial, formadas por secciones rectangulares huecas, no fallan por torsión por lo que no aplica este chequeo.

Selección de F_e y determinación de F_n

$$F_e = 132.19 \text{ MPa}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{250}{132.19}}$$

$$\lambda_c = 1.37 < 1.5 \text{ trabajo inelástico}$$

$$F_n = [0.658^{\lambda_c}] \cdot F_y$$

$$F_n = [0.658^{1.37}] \cdot 250 \text{ MPa}$$

$$F_n = 140.59 \text{ MPa}$$

- Análisis del Pandeo Local

$$f_{cr} = k \cdot \frac{\pi^2 * E}{12(1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)$$

$$f_{cr} = 285.11 \text{ MPa}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{F_n}{f_{cr}}} = \sqrt{\frac{140.59 \text{ MPa}}{285.11 \text{ MPa}}}$$

$$\lambda = 0.702$$

- Determinación del ancho efectivo

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right)}{\lambda} = \frac{1 - \frac{0.22}{0.702}}{0.702}$$

$$\rho = 0.977$$

$$b_{efec} = \rho \cdot b$$

$$b_{efec} = 0.977 \cdot 9 \text{ cm}$$

$$b_{efec} = 8.80 \text{ cm}$$

- Determinación del Área efectiva

Como el ancho efectivo es 12.204 cm la parte que no trabaja es igual:

$$b_{nulo} = b - b_{efec}$$

$$b_{nulo} = 9 - 8.80$$

$$b_{nulo} = 0.198 \text{ cm}$$

- Área total que no trabaja

$$A_{nula} = b_{nulo} \cdot e \cdot 2\text{ lados}$$

$$A_{nula} = 0.198 \text{ cm} \cdot 0.6 \text{ cm} \cdot 2\text{ lados}$$

$$A_{nula} = 0.2385 \text{ cm}^2$$

- Área efectiva

$$A_{efectiva} = A_g - A_{nula}$$

$$A_{efectiva} = 22.00 \text{ cm}^2 - 0.2385 \text{ cm}^2$$

$$A_{efectiva} = 21.76 \text{ cm}^2$$

- Determinación de la resistencia por diseño

$$Pd = \Phi_c \cdot F_n \cdot Ae$$

$$Pd = 0.85 \cdot 140.59 \text{ MPa} \cdot 21.76 \text{ cm}^2$$

$$Pd = 0.26005 \text{ MN}$$

$$Pd = 26.56 \text{ T}$$

Debe cumplirse que

$$Pd \geq Pu$$

$$26.56 \text{ T} \geq 19.88 \text{ T} \rightarrow \text{cumple}$$

∴ la sección cuadrada seleccionada cumple para el reforzamiento

En el modelo matemático los elementos tipos *braces* restantes presentan fuerzas axiales menores al elemento analizado anteriormente, por lo cual no se realizó el análisis LRFD del (AISC 360-16, 2016), ya que con el análisis hecho para la fuerza axial máxima (19.88 T) cubre toda la demanda requerida. Además, con la selección de esta sección cuadrada se evita problemas de discontinuidad y se facilitará el proceso constructivo de los elementos tipo *braces* en los pórticos a reforzar.

5.2 ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO DE LAS ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL.

5.2.1 ENCAMISADO DE COLUMNAS

En el modelo se procuró encamisar a los elementos estructurales en los cuales no se tenga que derrocar la mampostería confinada. Los elementos tipo columna a encamisar fueron aquellos que estaban rodeados por mampostería con aberturas (ventanas, puertas, etc.).

Se llegó a encamisar hasta 15 elementos tipo columna, aun con este tipo de reforzamiento la estructura continuaba presentando rótulas plásticas en un nivel de desempeño estructural de colapso.

Por lo antes mencionado, se puede concluir que el reforzamiento de la estructura utilizando únicamente encamisado de elementos estructurales, no satisface los niveles de desempeño sísmicos sugeridos para la estructura reforzada.

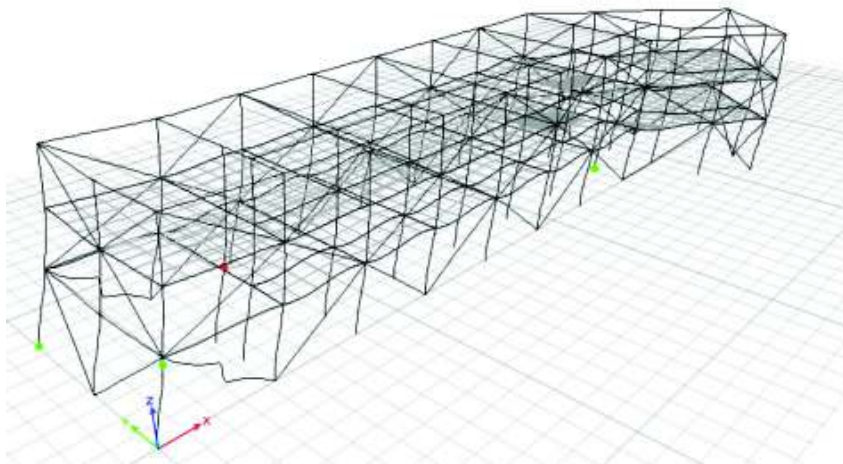
5.2.2 BRACES EXTERNOS

Al implementar el reforzamiento mediante *braces* externos, se procuró reforzar los pórticos de las fachadas en los cuales se presentaban los mayores esfuerzos. Pese a reforzar mediante

braces todo el perímetro del edificio, la estructura continuaba presentando rótulas plásticas en un nivel de desempeño estructural de colapso como se lo indica en la tabla 52.

De la misma forma, el reforzamiento mediante *braces* en todo el perímetro de la estructura no solucionó el problema de torsión generado por la irregularidad en planta de la edificación.

Tabla 52 Resultados de Reforzamiento mediante *braces* externos

Evento	Resultados	Desplazamiento Máximo Alcanzado
San Fernando_ Santa Felicia	<ul style="list-style-type: none"> • Formación de rótulas plásticas a nivel de colapso en los pórticos del eje B. • Formación de rótulas plásticas a nivel de seguridad de vida en los pórticos del eje A y H. 	<ul style="list-style-type: none"> • 0.50 cm en sentido x • 0.46 cm en sentido y
Resultado Gráfico		
		

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Por lo tanto, el reforzamiento de la estructura utilizando únicamente *braces* externos no es suficiente para llegar al nivel de desempeño deseado, además la cantidad de elementos estructurales a incorporar (69 *braces*) en la edificación es muy elevada.

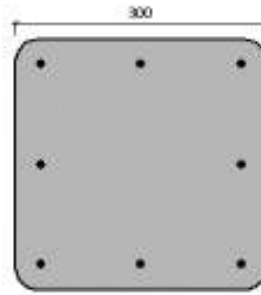
5.2.3 REFORZAMIENTO MEDIANTE FRP

Las rótulas plásticas en la estructura existente se generan en la cabeza y pie de las columnas, como se puede apreciar en los resultados gráficos del análisis de la estructura existente en la sección 4.5.6. Aun así, para realizar el reforzamiento de la estructura mediante FRP se debe confinar las columnas en toda su longitud.

5.2.3.1 DISEÑO DE LÁMINAS DE REFORZAMIENTO

Datos:

Figura 51 Columna a reforzar mediante FRP



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Tabla 53 Datos de Columna a reforzar

Ancho(b)=	300	mm
Altura(h)=	300	mm
f'c=	28	Mpa
Eacero=	200000	MPa

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

- Factores de reducción de resistencia

Tabla 54 Factores de reducción de resistencia

$\Phi_{cc,t}$	0.65
$\Phi_{cc,5}$	0.75
Φ_{tc}	0.9

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

- Factores de Carga

Tabla 55 Factores de Carga

Combinaciones ACI	Cargas muertas	Cargas vivas
Límites del refuerzo	1.1	0.75
Acciones esperadas (diseño del refuerzo)	1.2	1.6
Acciones de servicio previstas	1	1
Caso de incendio	1	1

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

- Condiciones de exposición

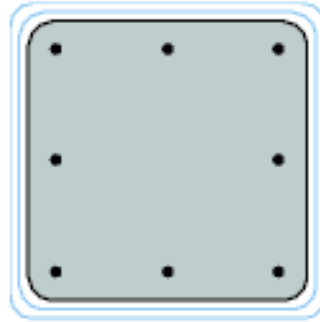
Tipo de fibra: Carbono

Condiciones de exposición: Exposición interior ($C_e = 0.95$)

- Refuerzo FRP de confinamiento

Propiedades del refuerzo FRP

Figura 52 Columna encamisada mediante FRP



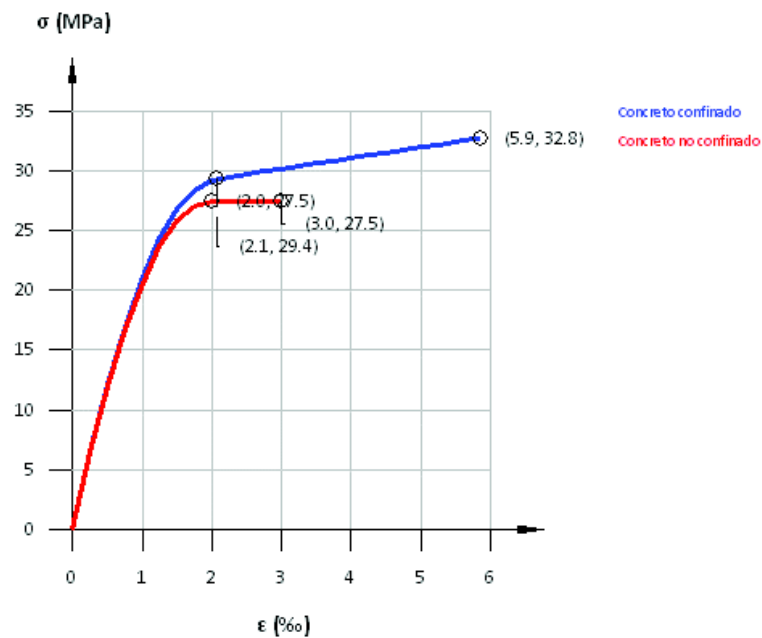
ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Tabla 56 Propiedades del FRP

Laminado	ϵ_{fu}^*	E_f	Espesor t_f	Número n	Ancho
		(MPa)	(mm)		(mm)
SikaWrap® 300C-50cm	0.017	37580	1	2	500

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Figura 53 Diagrama tensión deformación (concreto no confinado y confinado mediante FRP)



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Concreto no confinado*

$$\varepsilon'_c = 0.0020$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0030$$

Donde:

ε'_c : máxima deformación del hormigón no confinado correspondiente a f'_c

ε_{cu} : deformación axial última del hormigón no confinado correspondiente a $0.85f'_c$

La resistencia del elemento no confinado, y la resistencia del elemento confinado para para el modelo tensión-deformación considerado en el cálculo son, respectivamente, $0.85 \cdot f'_c$ y $0.85 \cdot f'_{cc}$.

$$f'_{cc} = f'_c + \psi_F \cdot 3.3 \cdot K_a \cdot f_l$$

$$f'_{cc} = 32.75 \text{ MPa}$$

Donde:

f'_{cc} : esfuerzo de compresión del hormigón confinado

ψ_F : factor de reducción del esfuerzo del FRP

K_a : factor deficiencia geométrica del FRP

f_l : presión máxima de confinamiento por FRP

- Máxima presión de confinamiento

$$f_l = \frac{2 \cdot E_f \cdot n \cdot t_f \cdot E_{fe}}{D}$$

$$f_l = 3.15 \text{ MPa}$$

- Deformación efectiva de FRP en fallo

$$E_{fe} = K_a \cdot E_{fu}$$

$$E_{fe} = 0.0089$$

- Máxima deformación de compresión en el concreto confinado con FRP

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon'_c \cdot \left(1.50 + 12 \cdot K_a \cdot \frac{f_l}{f'_c} \cdot \left(\frac{E_{fe}}{\varepsilon'_c} \right)^{0.45} \right) \leq 0.01$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0059$$

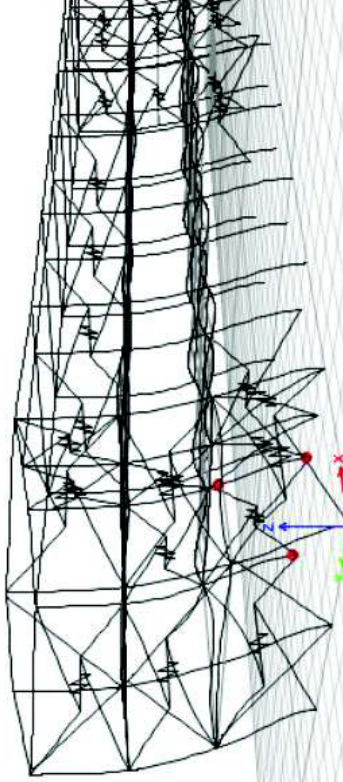
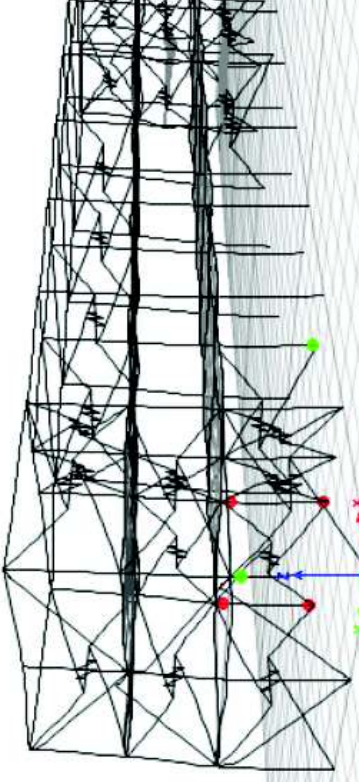
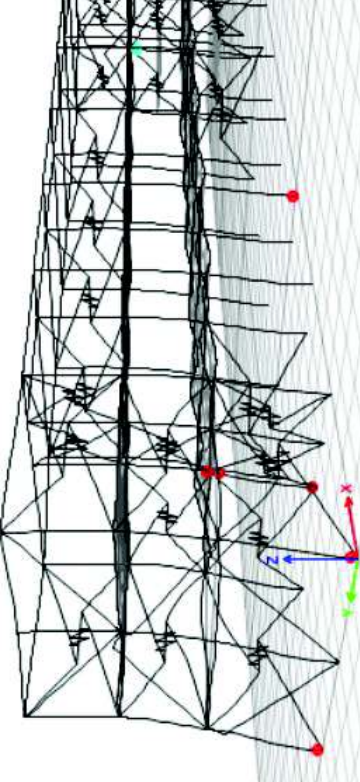
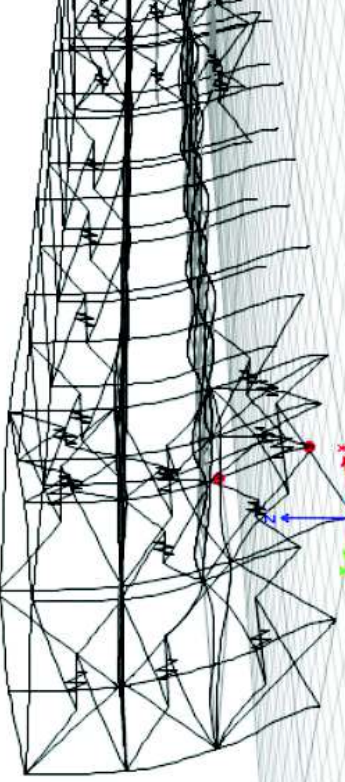
$$\frac{f_l}{f'_c} = 0.11$$

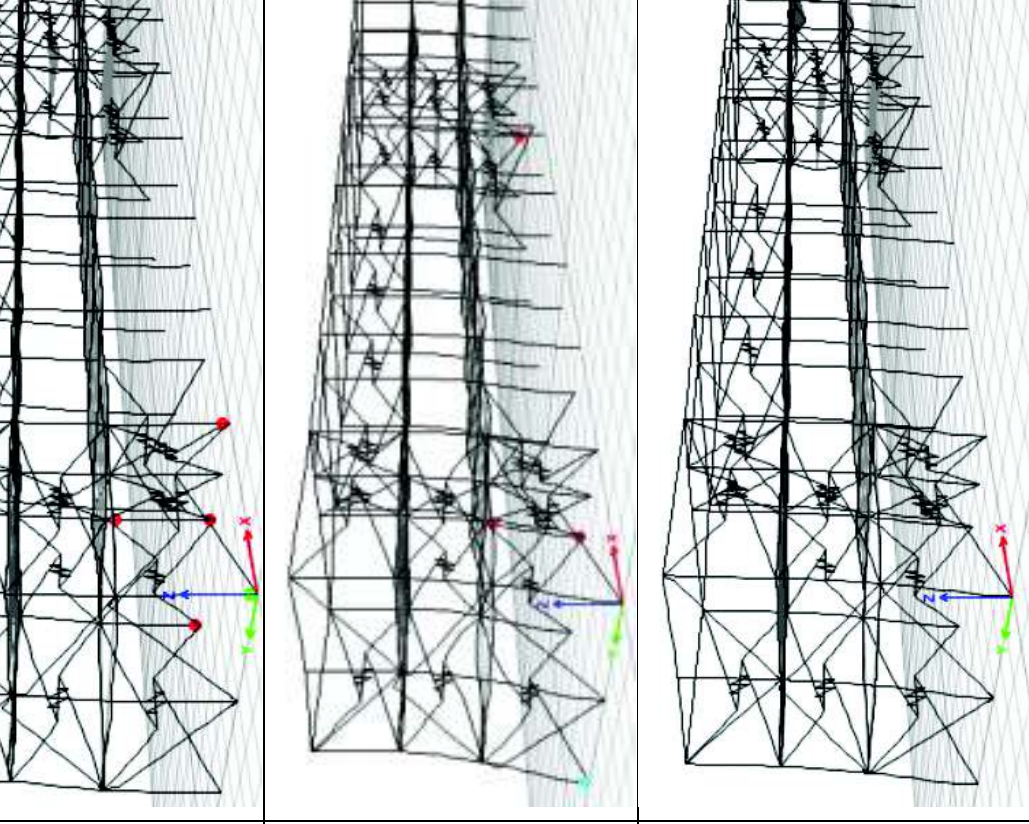
Tabla 57 Factores asociados al FRP

ϵ_{fu}^*	f_{fu}^* (MPa)	C_E	ϵ_{fu}	f_{fu} (MPa)	E_f (MPa)	K_e	ϵ'_c	E_c (MPa)	n	t_f (mm)	D (mm)	A_e	A_c	K_a	K_b	ψ_f
0.017	638.8	0.95	0.016	61867.18	37580	0.55	0.002	27500	2	1.00	424.26	0.53	0.53	0.53	0.53	0.95

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Las propiedades obtenidas anteriormente fueron implementadas en las propiedades mecánicas de los materiales del modelo matemático, donde se obtuvieron los resultados expuestos en la sección 5.2.3.2.

Resultados	Desplazamiento Máximo Alcanzado	Resultados Gráficos
<ul style="list-style-type: none"> Formación de rótulas plásticas a nivel de colapso en los pórticos del eje B y C. 	<ul style="list-style-type: none"> 1.75 cm en sentido x 2.85 cm en sentido y 	
<ul style="list-style-type: none"> Formación de rótulas plásticas a nivel de colapso en el pórtico del eje B. Formación de rótulas plásticas a nivel de seguridad de vida en el pórtico del eje C. 	<ul style="list-style-type: none"> 1.90 cm en sentido x 2.78 cm en sentido y 	
<ul style="list-style-type: none"> Formación de rótulas plásticas a nivel de colapso en los pórticos del eje A, B, C y D. Formación de rótulas plásticas a nivel de prevención de colapso en el pórtico G. 	<ul style="list-style-type: none"> 2.60 cm en sentido x 4.76 cm en sentido y 	
<ul style="list-style-type: none"> Formación de rótulas plásticas a nivel de colapso en el pórtico del eje B. 	<ul style="list-style-type: none"> 0.22 cm en sentido x 0.30 cm en sentido y 	



- Formación de rótulas plásticas a nivel de colapso en los pórticos del eje B y F.

- 0.19 cm en sentido x
- 0.50 cm en sentido y

- No genera rótulas plásticas.

- 0.14 cm en sentido x
- 0.21 cm en sentido y

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

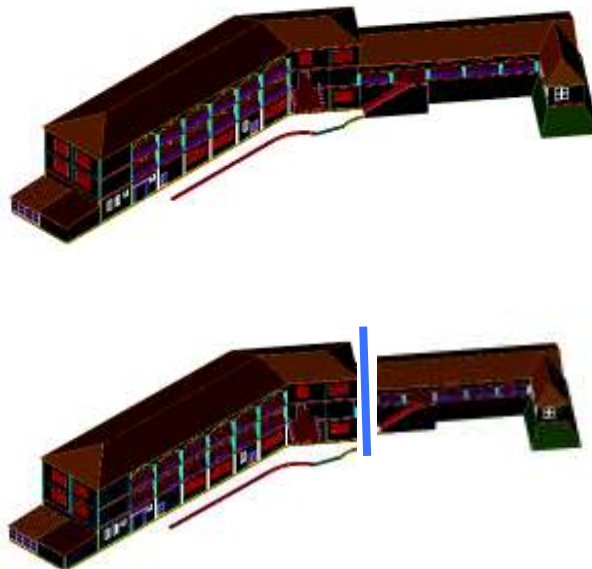
Para el reforzamiento mediante FRP en columnas es necesario derrocar parte de la mampostería próxima a las columnas. Muchas de estas paredes están confinadas en los pórticos, su derrocamiento provocaría una modificación en la rigidez de la estructura produciendo un cambio significativo en el período de la edificación. Además, como se puede observar los resultados de la tabla 58, el reforzamiento con dos láminas de SikaWrap 300c – 50 cm es insuficiente para lograr el nivel de desempeño estructural objetivo. Por lo antes descrito, el reforzamiento utilizando solamente FRP no se consideró en la propuesta final para el reforzamiento del edificio de la FIGP.

5.3 PROPUESTA DE LA ALTERNATIVA ÓPTIMA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL.

5.3.1 REDUCCIÓN DE LA IRREGULARIDAD EN PLANTA

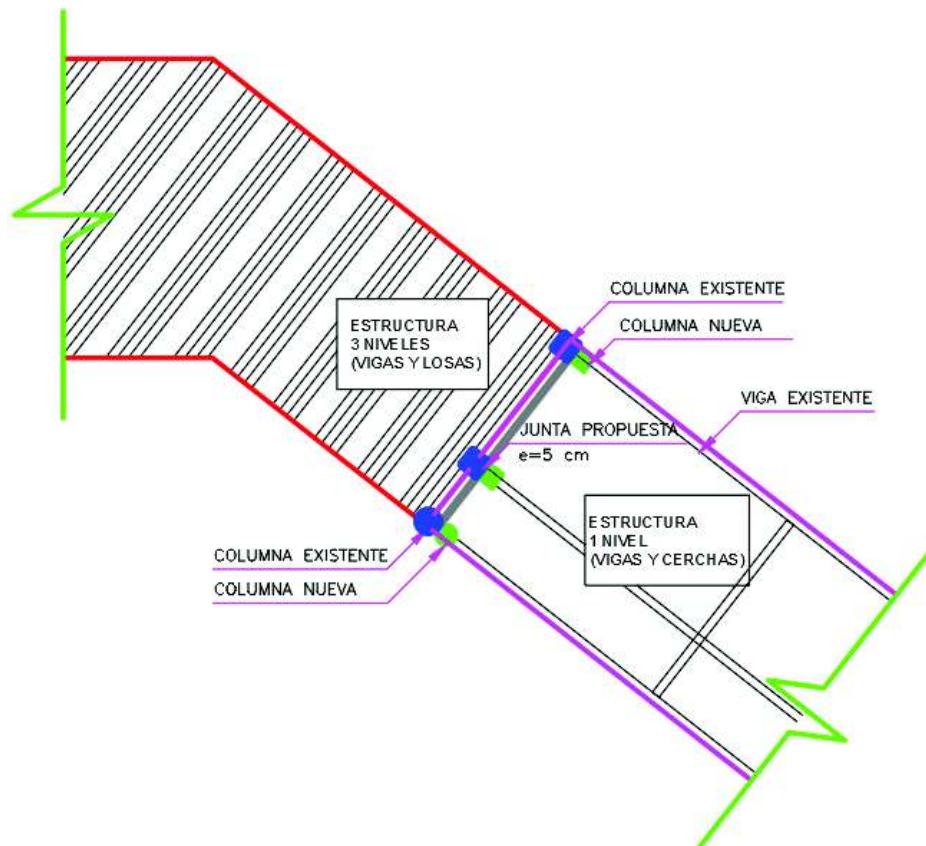
La estructura actual tiene torsión en los dos primeros modos de vibración como se puede apreciar en la tabla 44. Las irregularidades en planta deben ser reducidas o eliminadas de acuerdo con lo estipulado en el (FEMA 547, 2006). Por lo que como primer paso se plantea reducir la irregularidad en planta mediante la incorporación de una junta de construcción como se detalla en la figura 54 y 55. Mediante la implementación de una junta de construcción se podrá tener dos bloques estructuralmente independientes y el proceso de construcción afectará a una mínima parte del edificio.

Figura 54 Incorporación de junta de construcción



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Figura 55 Detalle de elementos estructurales para junta de construcción



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Tabla 59 Porcentaje Participación Modal de la masa de la estructura actual

% PARTICIPACIÓN MODAL					
Caso	Modo	Período	UX	UY	RZ
Modal	1	0.223	0.0552	0.4976	0.219
Modal	2	0.177	0.6657	0.0315	0.0267
Modal	3	0.136	0.003	0.1832	0.4868

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Tabla 60 Porcentajes Participación modal de la masa Estructura con junta de construcción

% PARTICIPACIÓN MODAL					
Caso	Modo	Período	UX	UY	RZ
Modal	1	0.306	0.8825	0.0002	0.0014
Modal	2	0.177	0.0017	0.4801	0.3660
Modal	3	0.159	0.0060	0.3646	0.4618

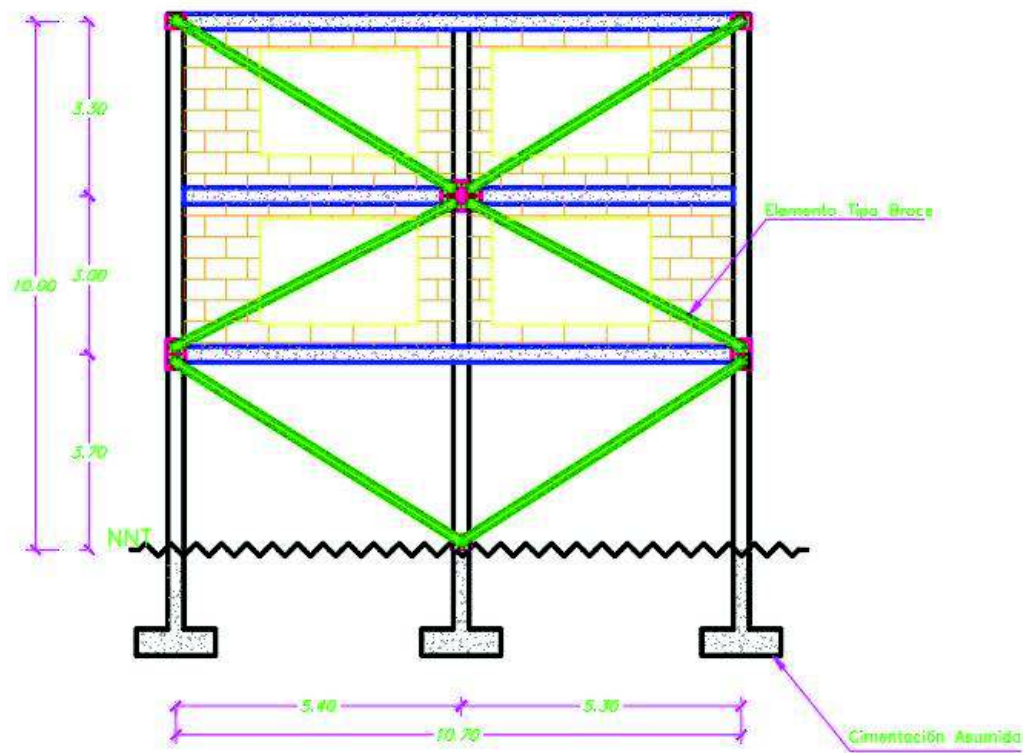
ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Con lo expuesto en la tabla 59 y 60 se puede observar que el comportamiento de la estructura mejora notablemente ya que el porcentaje de participación modal en el periodo fundamental aumenta del 5.55% al 88.25% y la torsión para el mismo modo disminuye del 21.9% al 0.14%. Cabe destacar que para el segundo modo de vibración la torsión aumenta del al 2.67% al 36.6%, este problema se resolverá mediante la implementación de *braces* externos como se detalla en la sección 5.4.1.

5.3.2 BRACES EXTERNOS

Mediante la colocación de *braces* externos en el pórtico A como se puede observar en la figura 56, los mismos que están ubicados en la fachada sur de la estructura de tres pisos, se logra reducir los efectos de torsión, es decir, los dos primeros modos de vibración estarían en traslación mejorando el comportamiento de la estructura con respecto a sus condiciones iniciales como se observa en la tabla 62:

Figura 56 Pórtico A reforzado con braces externos



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Tabla 61 Porcentaje Participación modal de la masa Estructura Actual

% PARTICIPACIÓN MODAL					
Caso	Modo	Período	UX	UY	RZ
Modal	1	0.223	0.0552	0.4976	0.219
Modal	2	0.177	0.6657	0.0315	0.0267
Modal	3	0.136	0.003	0.1832	0.4868

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Tabla 62 Porcentaje Participación modal de la masa Estructura Reforzada

% PARTICIPACIÓN MODAL					
Caso	Modo	Período	UX	UY	RZ
Modal	1	0.279	0.8665	0.0086	0.0081
Modal	2	0.153	0.0054	0.7884	0.0837
Modal	3	0.119	0.0234	0.0643	0.7742

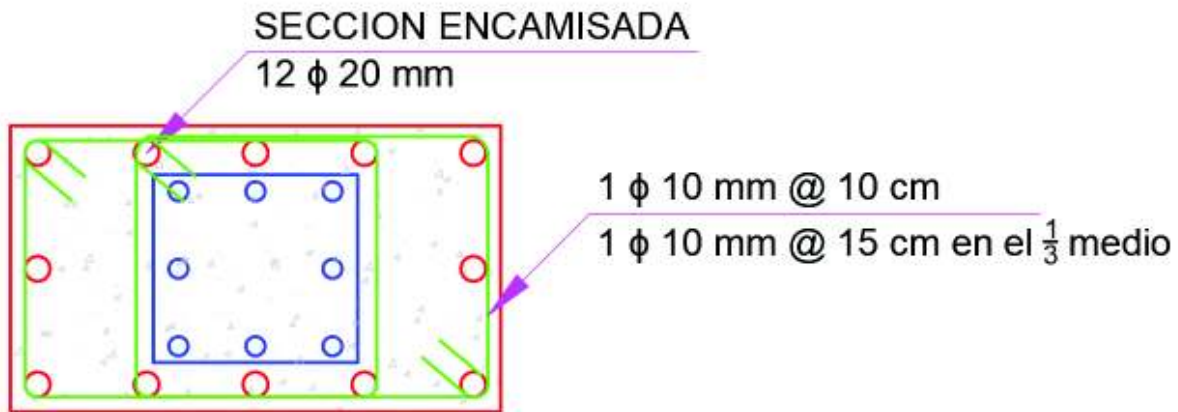
ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

5.3.3 ENCAMISADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Mediante el encamisado de elementos estructurales se prevé llegar a los niveles de desempeño para los sismos de diseño como lo indica la sección 4.3.14.1 Cabe mencionar que la ubicación de los elementos a ser encamisado fue seleccionada de tal manera que no afecte a la irregularidad de la edificación y también para su facilidad constructiva.

Para obtener las dimensiones de la sección a ser reforzada y de esta manera lograr el nivel de desempeño estructural objetivo, se iteró el modelo variando las dimensiones de las columnas a reforzar hasta lograr el objetivo de desempeño estructural, la sección que cumplió con los requerimientos antes mencionados tiene dimensiones de 40 cm de base y 70 cm de altura como lo indica la figura 57.

Figura 57 Sección encamisada



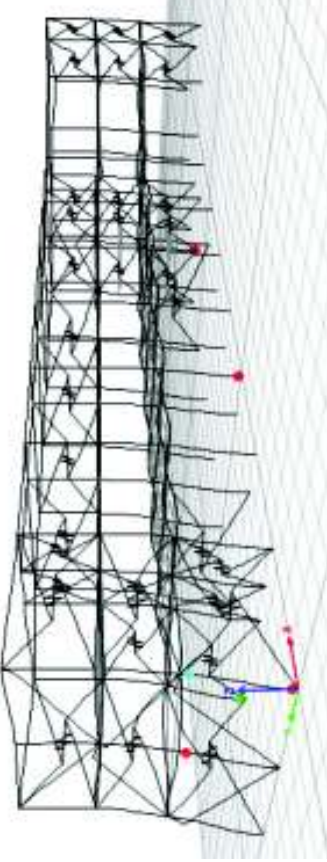
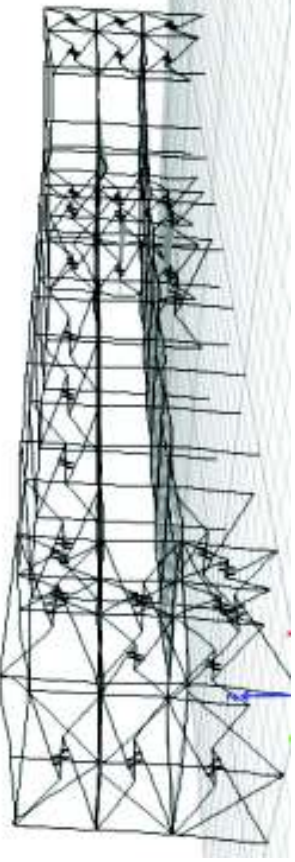



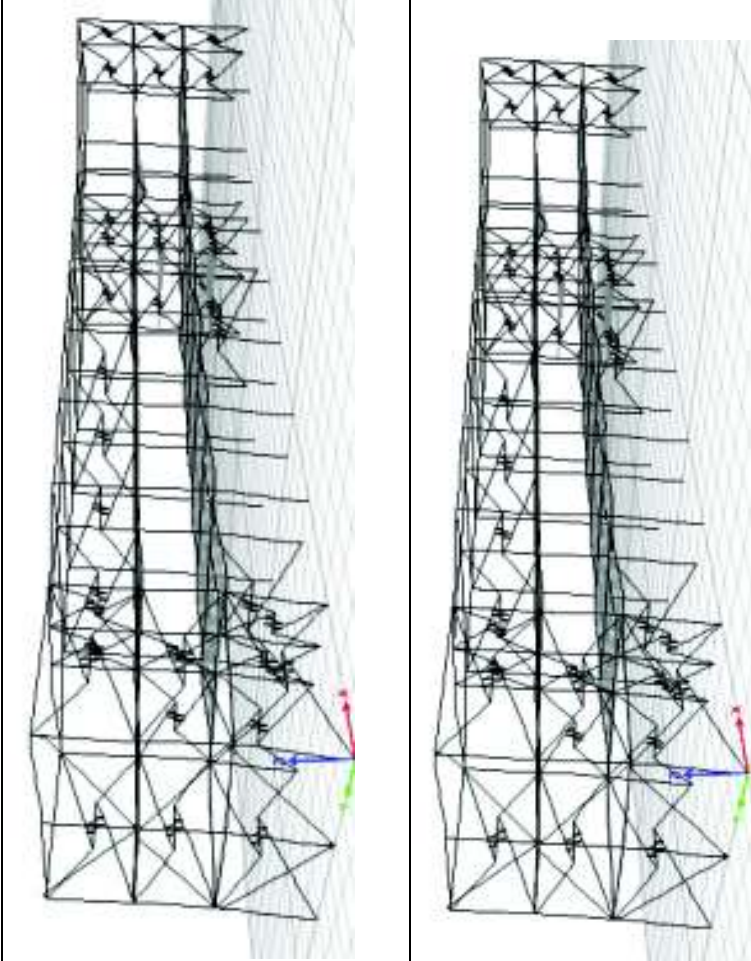
ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

5.3.4 ESTRUCTURA REFORZADA

Con la creación de una junta estructural, colocación de elementos tipo *brace* y el encamisado de 6 elementos estructurales se logra que el edificio reforzado mejore su comportamiento estructural tal y como se observa en la tabla 62.


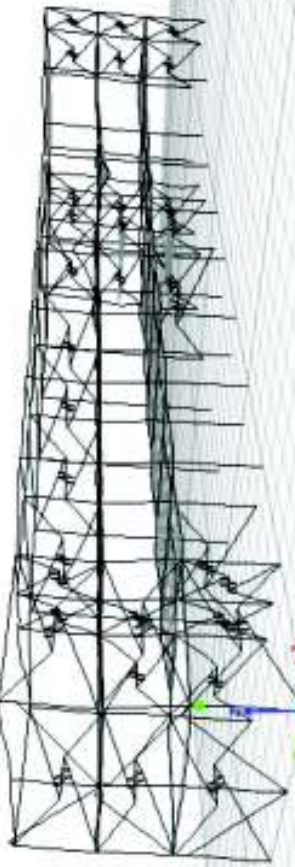

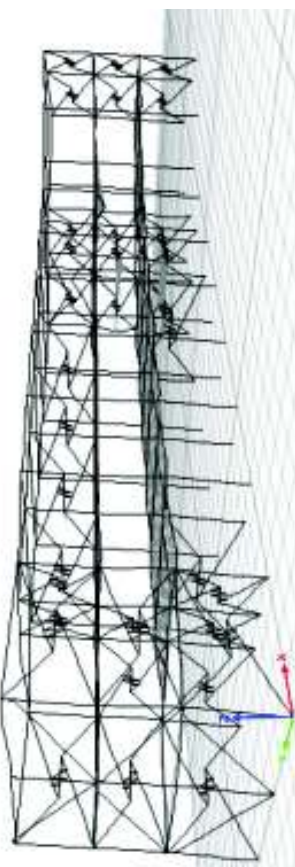
Tabla 63 Resultados del Reforzamiento Estructural Sismo de Diseño $T_r=475$ años


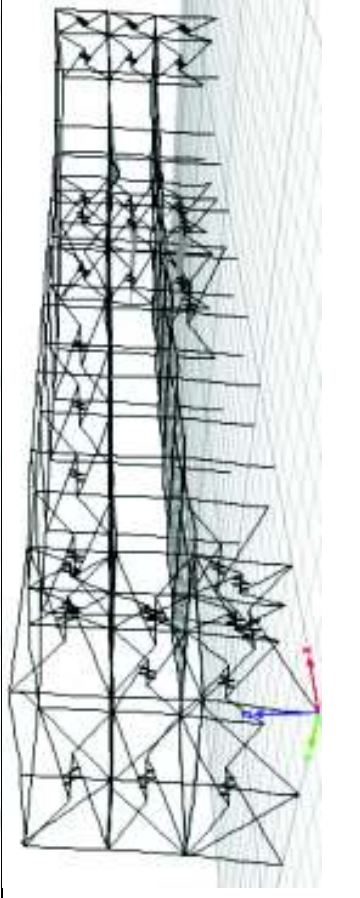
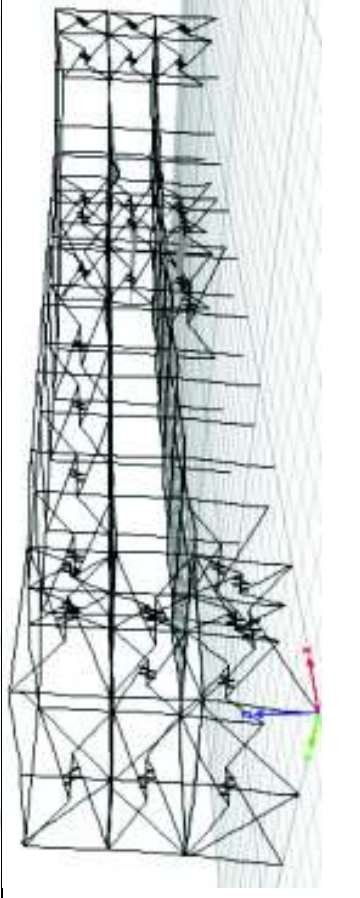
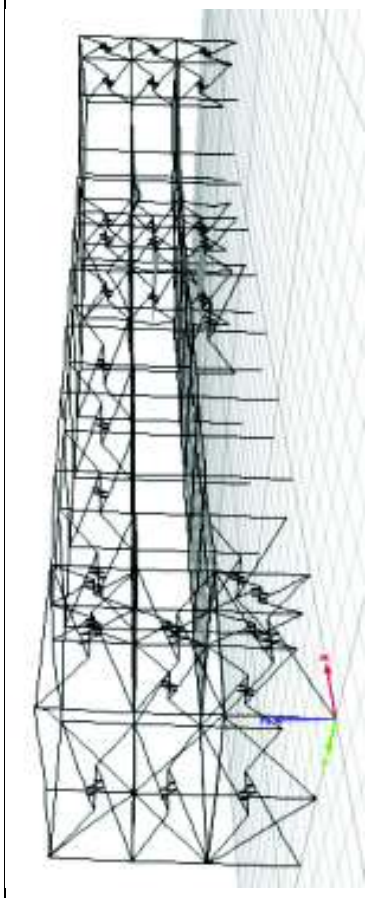
	Desplazamientos Máximos	Resultados Gráficos	Observaciones
el	<ul style="list-style-type: none"> • 2.85 cm en sentido x. • 1.04 cm en sentido y. 		<ul style="list-style-type: none"> • Formación de rótulas colapso en los pórticos. • Formación de rótulas prevención de colapso. • Formación de rótulas seguridad de vida en e
e	<ul style="list-style-type: none"> • 1.93 cm en sentido x. • 2.88 cm en sentido y. 		<ul style="list-style-type: none"> • Formación de rótulas colapso en los pórticos. • Formación de rótulas seguridad de vida en e
	<ul style="list-style-type: none"> • 5.02 cm en sentido x. • 2.59 cm en sentido y. 		<ul style="list-style-type: none"> • Formación de rótulas colapso en los pórticos. • Formación de rótulas prevención de colapso.
	<ul style="list-style-type: none"> • 0.29 cm en sentido x. • 0.18 cm en sentido y. 		<ul style="list-style-type: none"> • No genera rótula inmediata).

	<ul style="list-style-type: none"> • 0.41 cm en sentido x. • 0.19 cm en sentido y. 		<ul style="list-style-type: none"> • No genera rótula inmediata).
as	<ul style="list-style-type: none"> • 0.21 cm en sentido x. • 0.16 cm en sentido y. 		<ul style="list-style-type: none"> • No genera rótula inmediata).

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Tabla 64 Resultados del Reforzamiento Estructural Sismo de Diseño $T_r=225$ años

	Resultados	Resultados Gráficos	Nivel de Desempeño
el	<ul style="list-style-type: none"> • 2.19 cm en sentido x. • 0.78 cm en sentido y. 		<ul style="list-style-type: none"> • Formación de rótulas colapso en el pórtico de
	<ul style="list-style-type: none"> • 1.43 cm en sentido x. • 2.02 cm en sentido y. 		<ul style="list-style-type: none"> • Formación de rótulas seguridad de vida en el
	<ul style="list-style-type: none"> • 4.12 cm en sentido x. • 1.94 cm en sentido y. 		<ul style="list-style-type: none"> • Formación de rótulas colapso en los pórticos
	<ul style="list-style-type: none"> • 0.26 cm en sentido x. • 0.15 cm en sentido y. 		<ul style="list-style-type: none"> • No genera rótula inmediata).

			<ul style="list-style-type: none"> No genera rótula inmediata).
<p>0.32 cm en sentido x. 0.13 cm en sentido y.</p>			<ul style="list-style-type: none"> No genera rótula inmediata).
<p>s</p>	<p>0.05 cm en sentido x. 0.04 cm en sentido y.</p>		<ul style="list-style-type: none"> No genera rótula inmediata).

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Tabla 65 Resultados del Reforzamiento Estructural

	Modo	Estructura Original	Estructura Reforzada
Período (seg)	1	0,214	0,279
	2	0,167	0,153
	3	0,095	0,119
% Participación Modal de la Masa	1	69,39	86,65
	2	66,29	78,84
	3	59,45	77,42

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

Tabla 66 Resultados del Nivel de Desempeño Deseado

Nivel de Desempeño			
	Años	Estructura Original	Estructura Reforzada
Sismo de Diseño	225	Colapso	Seguridad de Vida
	475	Colapso	Prevención de Colapso

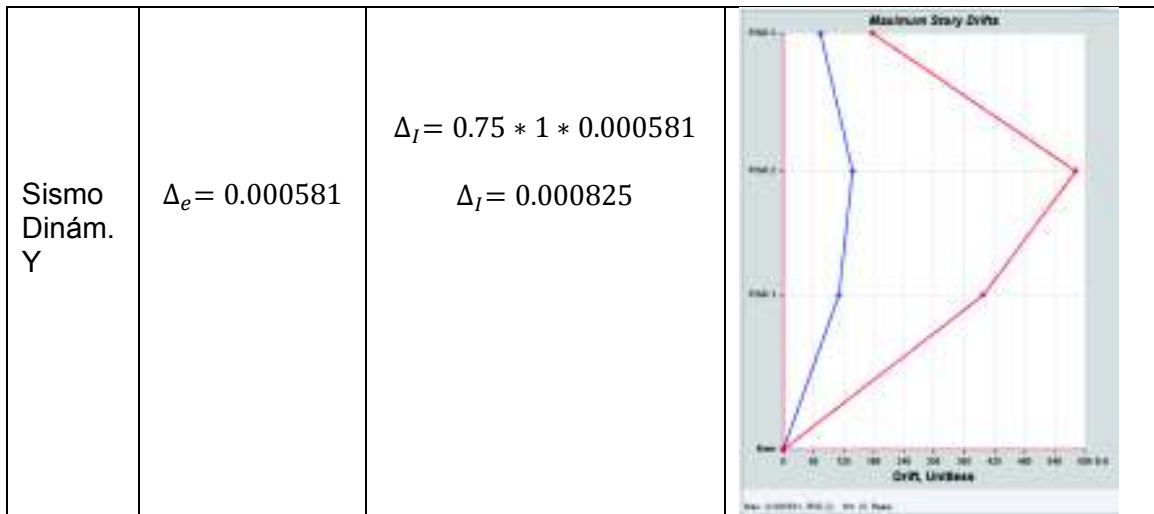
	Modo	Estructura Original	Estructura Reforzada	% Diferencia
Período (seg)	1	0.214	0.279	30.37
	2	0.167	0.153	-8.38
	3	0.095	0.119	25.26
% Participación Modal de la Masa	1	69.39	86.65	24.87
	2	66.29	78.84	18.93
	3	59.45	77.42	30.23

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

5.3.5.3 DERIVAS DE LA ESTRUCTURA REFORZADA

Tabla 67 Derivas de la estructura reforzada

Caso	Derivas Elásticas	Derivas Inelásticas	Gráfico
Sismo Estát. X	$\Delta_e = 0.007674$	$\Delta_I = 0.75 * 1 * 0.007674$ $\Delta_I = 0.00575$	
Sismo Estát. Y	$\Delta_e = 0.007516$	$\Delta_I = 0.75 * 1 * 0.007516$ $\Delta_I = 0.00564$	
Sismo Dinám. X	$\Delta_e = 0.0011$	$\Delta_I = 0.75 * 1 * 0.0011$ $\Delta_I = 0.000825$	



ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

El código (ASCE/SEI 41-17, 2017) recomienda que para evitar daños en componentes no estructurales en edificios aporricados de hormigón la deriva de piso debe ser menor al 2%. Como se observa en la tabla 67, las derivas de piso en el edificio de la FIGP garantizan que los componentes no estructurales del mismo no sufrirán daños graves.

5.4 PRESUPUESTO REFERENCIAL

A continuación, se detalla el presupuesto referencial del reforzamiento, el cual detalla los precios de los rubros principales y el costo de los materiales que intervendrán.

Tabla 68 Presupuesto Referencial Reforzamiento

Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Derrocamiento de Mampostería de Ladrillo	m ²	18.60	\$ 3.64	\$ 67.70
Acero longitudinal encamisado de columnas	kg	2485.75	\$ 1.28	\$ 3,181.76
Acero estribos encamisado de columnas	kg	1317.91	\$ 1.28	\$ 1,686.92
Hormigón Encamisado de columnas f'c=275	m ³	11.40	\$ 90.00	\$ 1,026.00
Curado Pared	m ²	6.12	\$ 0.61	\$ 3.73
Columna f'c=210 Junta de construcción h=3m	u	2.00	\$ 373.76	\$ 747.52
Demolición viga junta construcción	m	2.00	\$ 6.52	\$ 13.04
Preparación y Pintura	m ²	30.05	\$ 7.37	\$ 221.45
Perfil Brace Externo	m	38.00	\$ 12.54	\$ 476.52
Montaje Braces Externos	kg	496.36	\$ 2.68	\$ 1,330.25
Cimentación Elementos Encamisados	U	6.00	\$ 171.41	\$ 1,028.46
Cimentación Braces Externos	U	1.00	\$ 171.41	\$ 171.41
			TOTAL	\$ 9,954.77

ELABORADO POR: AGUIRRE & BONE

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- En un movimiento sísmico de mediana o gran magnitud es muy probable que existan daños considerables a nivel de elementos estructurales y no estructurales, sin desestimar la probabilidad de que la estructura llegue a colapsar, por lo cual el edificio de la FIGP requiere de un reforzamiento, es decir que se necesita mejorar el nivel de desempeño estructural mediante rigidización de sus elementos estructurales y/o por medio de un cambio del sistema portante de su estructura.
- Debido a que la estructura tiene pórticos rellenos de mampostería de ladrillo, es necesario emplear un modelo que incorpore la influencia de la mampostería en la estructura. El modelo de (Furtado, Rodrigues, & Arede, 2010) representa dicha influencia, además de ser compatible con un análisis de historia en el tiempo.
- El estudio de vibraciones ambientales es una herramienta muy importante para calibrar el modelo matemático y de esta manera hacer que dicho modelo sea lo más cercano a la realidad.
- Debido a que los porcentajes de participación modal de la masa de la estructura sin reforzar son inferiores al 75%, como se indica en la sección 5.3.3.1 del presente trabajo, un análisis estático no lineal tipo Pushover no se puede realizar en esta estructura. (FEMA 356, 2000)
- Las derivas obtenidas mediante análisis estático y dinámico en el rango lineal se encuentran dentro del límite permitido por las normas NEC-15, NSR-10 y NTE-030. Sin embargo, mediante el uso de un análisis de historia en el tiempo (dinámico no lineal) se obtuvo un nivel de desempeño de colapso, esto sugiere que para evaluación de estructuras existentes los análisis en el rango lineal no brindan resultados confiables.
- La falta de registros sísmicos locales que satisfagan los requerimientos del ASCE/SEI 7-16 en su sección C16.2.2 obliga a recurrir a eventos sísmicos internacionales con condiciones geológicas similares a las locales (Quito) y estos deben ser escalados para emular dichas condiciones.
- Los niveles de desempeño para la estructura original se ubican en el rango de colapso. Mediante el reforzamiento propuesto se alcanzan los niveles de desempeño de seguridad de vida, suficientes para precautelar la integridad de los ocupantes de la edificación estipulados en la Tabla 3 de la sección 4.5.3 del NEC-15_SE_RE_ (Riesgo Sísmico).

- El comportamiento sísmico de la estructura reforzada mejoró notablemente. El porcentaje de participación modal de la masa el primer modo de vibración aumentó un 20.85%, en el segundo modo de vibración aumentó un 18.98% y en el tercer modo de vibración aumentó un 32.48%. En conclusión, el reforzamiento sugerido disminuirá la irregularidad del edificio, minimizando los efectos de torsión.
- El reforzamiento mediante polímeros de carbono en la estructura no es factible. Mediante el reforzamiento con láminas de FRP no se puede alcanzar el nivel de desempeño estructural deseado como se lo especifica en la sección 5.7.3.2.
- El presupuesto referencial y el nivel de desempeño alcanzado con el reforzamiento estructural propuesto revelan, que el beneficio por realizar dicho reforzamiento es muy alto en comparación con el costo del mismo.
- En conclusión, el reforzamiento planteado consiste en la implementación de una junta de construcción para reducir la irregularidad en planta y elevación. Además, se propone una combinación de braces externos con lo cual se disminuye considerablemente los efectos de torsión y encamisado de elementos estructurales para llegar a los niveles de desempeño deseados.

6.2 RECOMENDACIONES

- En las inspecciones realizadas se observó que la cubierta del edificio no tiene una correcta sujeción como se puede observar en el ANEXO VI. Se recomienda la implementación de ganchos de sujeción entre la cubierta y las correas metálicas.
- La cubierta está sujeta a la cercha, la misma está asentada en vigas de hormigón como se observa en el ANEXO VII. Se sugiere la implementación de un sistema estructural con la finalidad de simular rótulas para su correcto funcionamiento.
- Realizar una inspección técnica para determinar los parámetros actuales de la cimentación como son: configuración, cargas, deformaciones y de esta manera sugerir si la misma es capaz de soportar las solicitaciones del edificio reforzado. El tipo de cimentación también es importante para conocer la influencia del suelo en la estructura.
- Debido a la escasez de datos de las características mecánicas del suelo se tomó en consideración estudios geotécnicos realizados a edificios adyacentes, por lo tanto, se sugiere realizar un estudio de suelos para proyectos futuros en el edificio de la FIGP.
- Se sugiere que las modificaciones arquitectónicas que requieran el derrocamiento de elementos estructurales y no estructurales, sobre todo mampostería, sean consultadas con personal técnico capacitado en el área de evaluación de estructuras existentes.

- Para la implementación del reforzamiento sugerido en este trabajo se sugiere una construcción realizada por etapas, con la finalidad de que las actividades de los usuarios en el edificio no sean afectadas en su totalidad.
- La mampostería ubicada en la tercera planta del edificio no está correctamente confinada (ANEXO VIII), ocasionando un peligro para los usuarios de las instalaciones. Se sugiere la colocación de elementos no estructurales para confinar la mampostería evitando el volcamiento de esta.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI 318-14, A. C. (September de 2014). BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE. United States.
- ACI 440.2R-08, A. C. (July de 2008). Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. United States.
- ACI 562-16, A. C. (2016). Code Requirements for Evaluation, Repair, and Rehabilitation of concrete Buildings. United States.
- Aguiar, R. (2008). *Análisis Sísmico de Edificios*. Quito: Centro de Investigaciones Científicas ESPE.
- Aguiar, R. (2013). *Microzonificación Sísmica de Quito*. Quito: Centro de Investigaciones Científicas ESPE.
- Aguiar, R. (2017). *Microzonificación Sísmica de Quito*. Quito, Ecuador.
- AISC 360-16, A. I. (July de 2016). Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, Illinois, United States.
- Alcocer, S. J. (1991). RC Frame Connections Rehabilitated Jacketing. United States.
- ASCE 41-13. (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Alexander Bell Drive Reston.
- ASCE 7-10, A. S. (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. United States: American Society of Civil Engineers Alexander Bell Drive.
- ASCE 7-16, A. S. (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. United States.
- ASCE/SEI 41-17, A. S. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia, United States.
- ASCE/SEI, A. S. (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. United States.
- Asteris, P. G. (2008). Finite Element Micro-Modeling of Infilled Frames. Athens, Greece: Department of Civil & Construction Engineering.
- ASTM C42/C39, A. S. (2019). Método de prueba estándar para obtener y probar núcleos perforados y vigas aserradas de hormigón Estándar de la Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales de Transporte (AASHTO) n.º: T24. United States.
- ASTM-C125, A. S. (2018). Standard Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates. United States.
- ASTM-E178, A. S. (September de 2016). Standard Practice for Dealing with Outlying Observations. United States.

- Beer y otros, O. (2015). Encyclopedia of Earthquake Engineering Springer. Berlín, Alemania.
- Blitztein, J., & Hwang, J. (2014). Introduction to Probability. United States: Chapman & Hall.
- Cabrera, A. (Septiembre de 2014). Módulo de Elasticidad de Hormigones de Peso Normal Empleados en el Ecuador f_c : 21, 24, 28 y 35 MPa. Quito, Ecuador.
- Cañizares, F. (Noviembre de 2017). Selección de Ecuaciones de Atenuación (GMPEs) Compatibles para el Sistema de Fallas de Quito. Quito, Pichincha, Ecuador: EPN.
- Crisafulli, F. J., Carr, A., & Park, R. (2000). Analytical modeling of infilled frames structures- A general review. 30-47. Bulletin of the New Zealand society for Earthquake Engineering.
- FEMA 306, F. E. (1998). Evaluation and repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings. United States.
- FEMA 356, F. E. (November de 2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington, D.C., United States.
- FEMA 547, F. E. (Octubre de 2006). Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. United States: GSA.
- FEMA P-58, F. E. (Septiembre de 2012). Seismic Performance Assessment of Buildings. California, United States: NEHRP.
- FEMA-310, F. E. (1998). Seismic Evaluation of Buildings. United States.
- Furtado, A., Rodrigues, H., & Arede, A. (15 de April de 2010). Modelling of masonry infill walls participation in the seismic behaviour of RC buildings using OpenSees. Portugal: Springer.
- Holmes, M. (1961). Steel Frames with brickwork and concrete infilling. United States.
- Jamkhaneh, M., Ebrahimi, A., & Amiri, M. (2018). Seismic Performance of Steel-Braced Frames with an All-Steel Buckling Restrained Brace. United States.
- Kalkan, E., & Chopra, A. (2010). Practical Guideline to Select and Scale Earthquake Records for Nonlinear Response History Analysis of Structures. 113. United States: Geological Survey Open-File.
- Mehmet, I., & Hayri, B. (2006). Effects of plastic hinge in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. Denizli, Turkey: Science Direct.
- Miyashiro, T. J. (2009). Vulnerabilidad físico habitacional: Tarea de todos ¿Responsabilidad de alguien? Lima, Perú.
- Monir, A. A., & Maged, A. Y. (2018). Assessment of the flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened with concrete jackets. Canada: ELSEVIER.
- NEC. (11 de 02 de 2015). *www.habitatyvivienda.com*. Obtenido de <http://www.habitatyvivienda.com>

- NEC-15, N. E. (2015). Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras. Ecuador.
- NEHRP, & NIST. (Agosto de 2013). Seismic Desing of Reinforced Concrete Special Moment Frame. United States.
- NSR-10. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. Bogotá: SiS.
- NTE, E. (2016). *Normas del Reglamento Peruano de Edificaciones - Diseño Sismoresistente*. Lima.
- Paredes, R. (Agosto de 2015). Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio. Aproximación teórica-experimental. Quito, Ecuador.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). Reinforced Concrete Structures. New York, United States: John Wiley & Sons.
- Parra, G., & Sarango, J. (Enero de 2016). Análisis Estadístico del Período Experimental de Vibaciones en Edificios Aporticados de Hormigón Armado en el Distrito Metropolitano de Quito. Quito, Ecuador.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings . New York, United States: John Wiley & Sons.
- Pino, A., & Ojeda, L. (2013). Ciudad y hábitad informal: Las tomas de terrenos y autoconstrucción en las quebradas de Valparaíso. Tesis Doctoral. Chile: SciELO.
- REDi, R. S. (Octubre de 2013). Resilience-based Earthquake Desing Initiative for the Next Generation of Buildings. United States: Arup.
- Rivadeneria, F., Segovia, M., Alvarado, A., Troncoso, L., Vaca, S., & Yepes, H. (Noviembre de 2007). Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador. *Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador*. Quito, Pichincha, Ecuador: Corporación Editora Nacional.
- Secretaria de Seguridad IMQ, Q. (2016). *Daños Sismi 16 de abril de 2016 en Quito*. Quito.
- Varum, H. (2003). Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings. Aveiro, Portugal: Departament of Civil Engineering.
- Yépez, F. (2000). *Últimos avences en la evaluación del riesgo sísmico en Quito y futuros proyectos de mitigación*. Obtenido de Últimos avences en la evaluación del riesgo sísmico en Quito y futuros proyectos de mitigación: <http://www.flacsoandes.edu.ec/biblio/catalog/resGet.php?resId=24693>

ANEXOS

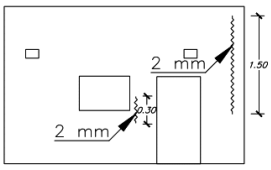
ANEXO I

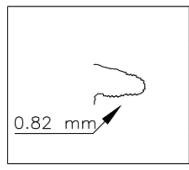
LEVANTAMIENTO ARQUITECTÓNICO

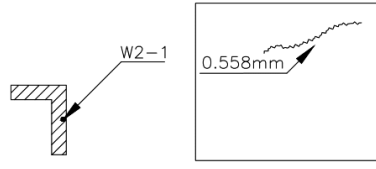


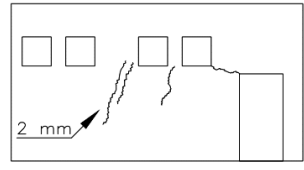
ANEXO II

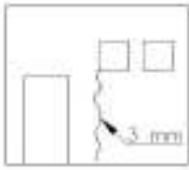
EVALUACIÓN VISUAL DE GRIETAS

Chapter 3: Investigation of Earthquake Damage	
Component Damage Record	
Component ID: W1-1	Component Type: MAMPOSTERIA
Location: EPN - QUITO	
Sketch and description of damage types and severities (attach supplemental data if necessary):	
	
Test results summary (attach detail):	
Building: PLANTA 1 FIGP	Engineer:
Inspection date:	
FEMA 306: Evaluation and Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings	
Basic Procedures Manual	FEMA 306

Chapter 3: Investigation of Earthquake Damage	
Component Damage Record	
Component ID: W1-2	Component Type: MAMPOSTERIA
Location: EPN - QUITO	
Sketch and description of damage types and severities (attach supplemental data if necessary):	
	
Test results summary (attach detail):	
Building: PLANTA 1 FIGP	Engineer:
Inspection date:	
FEMA 306: Evaluation and Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings	
Basic Procedures Manual	FEMA 306

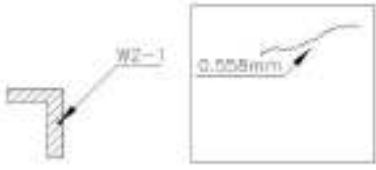
Chapter 3: Investigation of Earthquake Damage	
Component Damage Record	
Component ID: W2-1	Component Type: MAMPOSTERIA
Location: EPN - QUITO	
Sketch and description of damage types and severities (attach supplemental data if necessary):	
	
Test results summary (attach detail):	
Building: PLANTA 1 FIGP	Engineer:
Inspection date:	
FEMA 306: Evaluation and Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings	
Basic Procedures Manual	FEMA 306

Chapter 3: Investigation of Earthquake Damage	
Component Damage Record	
Component ID: W 2-2	Component Type: MAMPOSTERIA
Location: EPN - QUITO	
Sketch and description of damage types and severities (attach supplemental data if necessary):	
	
Test results summary (attach detail):	
Building: PLANTA 1 FIGP	Engineer:
Inspection date:	
FEMA 306: Evaluation and Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings	
Basic Procedures Manual	FEMA 306

Component Damage Record		
Component ID:	Component Type:	Location:
W2-1	MANUFACTURED	SPN - QUITO
Sketch and description of damage type and severity (attach supplemental data if necessary):		
		
Test results summary (attach detail):		
Building:	Engineer:	Inspection date:
PLANTA 1 PGP		
FEMA 356: Evaluation and Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Walls/Angles		

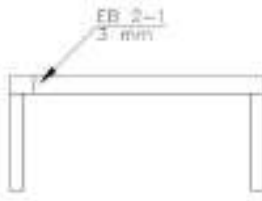
Exam Process Manual

FEMA 356

Component Damage Record		
Component ID:	Component Type:	Location:
W2-1	MANUFACTURED	SPN - QUITO
Sketch and description of damage type and severity (attach supplemental data if necessary):		
		
Test results summary (attach detail):		
Building:	Engineer:	Inspection date:
PLANTA 1 PGP		
FEMA 356: Evaluation and Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Walls/Angles		

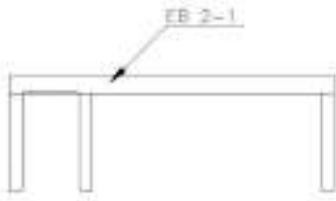
Exam Process Manual

FEMA 356

Component Damage Record		
Component ID:	Component Type:	Location:
EB 2-1	STRUCTURAL - REA	SPN - QUITO
Sketch and description of damage type and severity (attach supplemental data if necessary):		
		
Test results summary (attach detail):		
Building:	Engineer:	Inspection date:
PLANTA 1 PGP		
FEMA 356: Evaluation and Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Walls/Angles		

Exam Process Manual

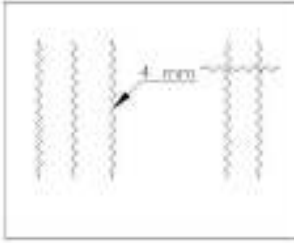
FEMA 356

Component Damage Record		
Component ID:	Component Type:	Location:
EB 2-1	STRUCTURAL - REA	SPN - QUITO
Sketch and description of damage type and severity (attach supplemental data if necessary):		
		
Test results summary (attach detail):		
Building:	Engineer:	Inspection date:
PLANTA 1 PGP		
FEMA 356: Evaluation and Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Walls/Angles		

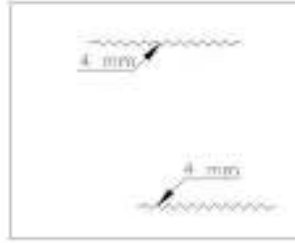
Exam Process Manual

FEMA 356

Chapter 3: Investigation of Earthquake Damage

Component Damage Record		
Component ID:	Component Type:	Location:
B 2-1	LOSA	EPN - GUYO
Sketch and description of damage type(s) and severity (attach supplemental data if necessary):		
		
Test results summary (attach data):		
Building:	Engineer:	Inspection Date:
FLANTA 1 PSP		
FEMA 306 Evaluation and Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Reinforcement		
Basic Procedure Manual		FEMA 306

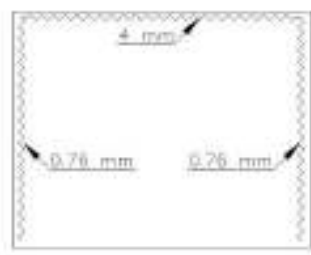
Chapter 3: Investigation of Earthquake Damage

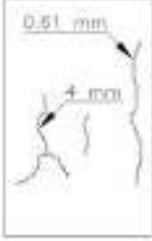
Component Damage Record		
Component ID:	Component Type:	Location:
B 2-2	LOSA	EPN - GUYO
Sketch and description of damage type(s) and severity (attach supplemental data if necessary):		
		
Test results summary (attach data):		
Building:	Engineer:	Inspection Date:
FLANTA 1 PSP		
FEMA 306 Evaluation and Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Reinforcement		
Basic Procedure Manual		FEMA 306


Chapter 3: Investigation of Earthquake Damage

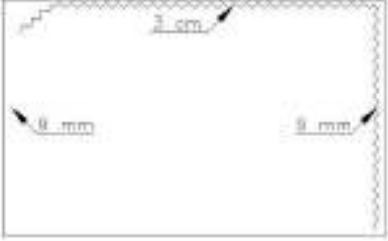
Component Damage Record		
Component ID:	Component Type:	Location:
B 1-1	LOSA	EPN - GUYO
Sketch and description of damage type(s) and severity (attach supplemental data if necessary):		
		
Test results summary (attach data):		
Building:	Engineer:	Inspection Date:
FLANTA 1 PSP		
FEMA 306 Evaluation and Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Reinforcement		
Basic Procedure Manual		FEMA 306

Chapter 3: Investigation of Earthquake Damage

Component Damage Record		
Component ID:	Component Type:	Location:
B 2-1	RAMPOREDA	EPN - GUYO
Sketch and description of damage type(s) and severity (attach supplemental data if necessary):		
		
Test results summary (attach data):		
Building:	Engineer:	Inspection Date:
FLANTA 1 PSP		
FEMA 306 Evaluation and Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Reinforcement		
Basic Procedure Manual		FEMA 306

Chapter 3: Investigation of Earthquake Damage		
Component Damage Record		
Component ID: W 2-2	Component Type: MAMPPOSTERA	Location: EPN - QUITO
Sketch and description of damage types and severities (attach supplemental data if necessary)		
		
Test results summary (attach detail)		
Building: PLANTA 1 FGP	Engineer:	Inspection date:
FEMA 302: Evaluation and Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings		
Basic Procedures Manual		FEMA 302

Chapter 3: Investigation of Earthquake Damage		
Component Damage Record		
Component ID: W 1-2	Component Type: MAMPPOSTERA	Location: EPN - QUITO
Sketch and description of damage types and severities (attach supplemental data if necessary)		
		
Test results summary (attach detail)		
Building: PLANTA 1 FGP	Engineer:	Inspection date:
FEMA 302: Evaluation and Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings		
Basic Procedures Manual		FEMA 302

Chapter 3: Investigation of Earthquake Damage		
Component Damage Record		
Component ID: W 3-4	Component Type: MAMPPOSTERA	Location: EPN - QUITO
Sketch and description of damage types and severities (attach supplemental data if necessary)		
		
Test results summary (attach detail)		
Building: PLANTA 1 FGP	Engineer:	Inspection date:
FEMA 302: Evaluation and Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings		
Basic Procedures Manual		FEMA 302

ANEXO III

ENSAYOS EXISTENTES



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYOS DE MATERIALES

COMPRESIÓN EN NÚCLEOS DE HORMIGÓN

INFORME 16 - 0235 Quito, 10 de Octubre de 2018
 Hoja 04 de 08

SOLICITA: Ing. Christian Gineza - Coordinador Técnico CIV
Asesoría: ***
Dirección: ***
CONTRATISTA: ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
PROYECTO: ESTUDIO DE VULNERABILIDAD DE LA FACULTAD DE GEOLOGÍA PETROLÉOS
ELEMENTO: COLUMNA
FISCALIZADOR: ***
NORMA: ASTM C47/C47M-13 - NTS INEN 5573
FECHA ENSAYO: 07-oct-18
MUESTRA: # 1

VELOCIDAD DE ENSAYO: 0.25 ± 0.01 Vps
TEMPERATURA AMBIENTE: 17 °C

NUMERO	1
IDENTIFICACIÓN	C4-P3
UBICACIÓN	EJE DE: N+3, 17
PESO (gr)	292.0
DEFECTOS	NINGUNO
FECHA DE FUNDICIÓN	***
FECHA DE EXTRACCIÓN	06-oct-18
FECHA DE ENSAYO	07-oct-18
EDAD (mes)	> 28
DIÁMETRO (mm)	44.37
LONGITUD NOMIAL (mm)	80.20
LONGITUD CON CAPING (mm)	82.23
RELACION H	2.09
FACTOR DE CORRECCIÓN	1.50
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PERPENDICULAR
CARGA MÁXIMA CORREGIDA (Ton)	2.65
TIPO DE FALLA	Corte
ESFUERZO DE COMPRESIÓN (kg/cm ²)	174.0
CONDICIONES DE HUMEDAD	El espécimen permaneció 24 horas en agua saturada de cal, previo al ensayo.

ANTES DEL ENSAYO



DESPUES DEL ENSAYO




 ING. MERCEDES VILLACIS
 JEFE DEL LABORATORIO



Dirección: Ladrón de Guevara 211 - Quito - Ecuador - Tel: 593 2 254 1000 - Fax: 593 2 254 1001 - Email: laboratorios@epn.edu.ec - Web: 593 2 254 3000 - 1938

CNUCLE016-021



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYOS DE MATERIALES

COMPRESIÓN EN NÚCLEOS DE HORMIGÓN

INFORME 16 - 020

Quito, 10 de Octubre de 2015

Fecha 02 de 02

SOLICITA: Ing. Christian Gómez - Coordinador Técnico CIV
Atención: ***
Dirección: ***
CONTRATISTA: ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
PROYECTO: ESTUDIO DE VULNERABILIDAD DE LA FACULTAD DE GEOLOGÍA PETROLÉOS
ELEMENTO: COLUINA
FISCALIZADOR: ***
NORMA: ASTM C42/C42M-13 - NTE INEN 1573
FECHA ENSAYO: 07-oct-15
MUESTRA: # 2

VELOCIDAD DE ENSAYO: 1.296 ± 0.05 Mpa/s
TEMPERATURA AMBIENTE: 17 °C

NÚMERO	2
IDENTIFICACIÓN	C3-P2
UBICACIÓN	EJE 1C, N+0.00
PESO (gr)	300.8
DEFECTOS	NINGUNO
FECHA DE FUNCIÓN	***
FECHA DE EXTRACCIÓN	05-oct-15
FECHA DE ENSAYO	07-oct-15
EDAD (días)	> 28
DIÁMETRO (mm)	44.13
LONGITUD INICIAL (mm)	80.03
LONGITUD CON CAPPING (mm)	96.33
RELACION L/D	2.18
FACTOR DE CORRECCIÓN	1.00
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PERPENDICULAR
CARGA MÁXIMA CORREGIDA (Ton)	3.75
TIPO DE FALLA	Carre
ESFUERZO DE COMPRESIÓN (kg/cm ²)	248.8
CONDICIONES DE HUMEDAD	El espécimen permaneció 24 horas en agua saturada de cal, previo al ensayo.

ANTES DEL ENSAYO



DESPUÉS DEL ENSAYO



M.C. MERCEDES VILLACIS
 JEFE DEL LABORATORIO





ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELDOS Y ENSAYOS DE MATERIALES

COMPRESIÓN EN NÚCLEOS DE HORMIGÓN

FORME 18 / 2016

Fecha: 12 de Octubre de 2016

Página 01 de 03

SOLICITA: Ing. Christian Gómez - Coordinador Técnico CIV
Alocación: ***
Dirección: ***
CONTRATISTA: ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
PROYECTO: ESTUDIO DE VULNERABILIDAD DE LA FACULTAD DE GEOLOGÍA PETROLERO
ELEMENTO: COLUMNA
ESPECIALIZADOR: ***
NORMA: ASTM C42/C42M-13 / NTS (NEN 1571)
FECHA ENSAYO: 07-oct-16
MUESTRA: # 2
VELOCIDAD DE ENSAYO: 0.25 ± 0.05 MPa/s
TEMPERATURA AMBIENTE: 17 °C

NÚMERO	3
IDENTIFICACIÓN	C1-P1
UBICACIÓN	EJE 3C - N-3.90
PESO (kg)	303.3
DEFECTOS	NINGUNO
FECHA DE FUNDICIÓN	***
FECHA DE EXTRACCIÓN	05-oct-16
FECHA DE ENSAYO	07-oct-16
EDAD (días)	> 28
DIÁMETRO (mm)	44.23
LONGITUD INICIAL (mm)	89.30
LONGITUD CON CAPRINOS (mm)	95.73
RELACION H ₀	2.16
FACTOR DE CORRECCIÓN	1.00
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PERPENDICULAR
CARGA MÁXIMA CORREGIDA (Ton)	3.59
TIPO DE FALLA	Corta
ESFUERZO DE COMPRESIÓN (kg/cm ²)	200.3
CONDICIONES DE HUMEDAD	El espécimen permaneció 24 horas en agua saturada de cal, previo al ensayo.

ANTES DEL ENSAYO

DESPUÉS DEL ENSAYO



*Mano de
10/10/16
L. Villacis*

ING. MERCEDES VILLACIS
 JEFE DEL LABORATORIO





ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYOS DE MATERIALES

COMPRESIÓN EN NÚCLEOS DE HORMIGÓN

INFORME 16 - 020

Quito, 10 de Octubre de 2016

Página 02 de 09

SOLICITA: Ing. Cristian Gómez - Coordinador Técnico CIV
Atención: ***
Dirección: ***
CONTRATISTA: ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
PROYECTO: ESTUDIO DE VULNERABILIDAD DE LA FACULTAD DE GEOLOGÍA PETRÓLEOS
ELEMENTO: COLUMNA
INSALUZADOR: ***
NORMA: ASTM C42/C42M-13 - NTE INEN 1573
FECHA ENSAYO: 07-oct-16
MUESTRA: # 4

VELOCIDAD DE ENSAYO: 0.25 ± 0.03 Mpa/s
TEMPERATURA AMBIENTE: 17 °C

NÚMERO	4
IDENTIFICACIÓN	C2-P1
UBICACIÓN	EJE 1E, N-3 90
PESO (g)	287.2
DEFECTOS	NINGUNO
FECHA DE FUNDICIÓN	***
FECHA DE EXTRACCIÓN	05-oct-16
FECHA DE ENSAYO	07-oct-16
EDAD (días)	> 28
DIÁMETRO (mm)	44.20
LONGITUD REAL (mm)	87.73
LONGITUD CON CAPPING (mm)	95.47
RELACION H	2.16
FACTOR DE CORRECCIÓN	1.00
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PERPENDICULAR
CARGA MÁXIMA CORREGIDA (Ton)	2.16
TIPO DE FALLA	Corte
ESFUERZO DE COMPRESIÓN (kg/cm ²)	140.9
CONDICIONES DE HUMEDAD	El espécimen permaneció 24 horas en agua saturada de cal, previo al ensayo.

ANTES DEL ENSAYO



DESPUÉS DEL ENSAYO



ING. MERCEDES VILLACIS
 JEFE DEL LABORATORIO





ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYOS DE MATERIALES

COMPRESIÓN EN NÚCLEOS DE HORMIGÓN

FORME 16 - 2025

Quito, 10 de Octubre de 2016

Página 01 de 01

SOLICITA: Ing. Christian Gilless - Coordinador Técnico CIV
Atención: ***
Dirección: ***
CONTRATISTA: ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
PROYECTO: ESTUDIO DE VULNERABILIDAD DE LA FACULTAD DE GEOLOGÍA PETROLÉOS
ELEMENTO: VIGA
FISCALIZADOR: ***
NORMA: ASTM C41/C43M-13 - NTE INEN 1375
FECHA ENSAYO: 07-oct-16
MUESTRA: # 5

VELOCIDAD DE ENSAYO: 2.258 ± 0.03 M/min
TEMPERATURA AMBIENTE: 17 °C

NÚMERO	5
IDENTIFICACIÓN	V2-P3
UBICACIÓN	EJE 1-20, N+3.17
PESO (gr)	310.3
DEFECTOS	NINGUNO
FECHA DE FUNDICIÓN	***
FECHA DE EXTRACCIÓN	06-oct-16
FECHA DE ENSAYO	07-oct-16
EDAD (días)	> 28
DIÁMETRO (mm)	44.30
LONGITUD INICIAL (mm)	90.57
LONGITUD CON CAPPING (mm)	99.93
RELACION W	2.26
FACTOR DE CORRECCIÓN	1.00
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PARALELA
CARGA MÁXIMA CORREGIDA (Ton)	4.88
TIPO DE FALLA	Corte
ESFUERZO DE COMPRESIÓN (kg/cm ²)	316.7
CONDICIONES DE HUMEDAD	El espécimen permaneció 24 horas en agua saturada de cal, previo al ensayo.

ANTES DEL ENSAYO



DESPUÉS DEL ENSAYO



ING. MERCEDES VELLACIS
 JEFE DEL LABORATORIO





ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYOS DE MATERIALES

COMPRESIÓN EN NÚCLEOS DE HORMIGÓN

FORMA 14 - 020

Fecha: 10 de Octubre de 2016

Página: 01 de 01

SOLICITA: Ing. Cristian Gómez - Coordinador Técnico CV
Asesor: ***
Director: ***
CONTRATISTA: ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
PROYECTO: ESTUDIO DE VULNERABILIDAD DE LA FACULTAD DE GEOLOGÍA PETROLEOS
ELEMENTO: VIGA
FISCALIZADOR: ***
NORMA: ASTM C42/C42M-13 - NTE INEN 3573
FECHA ENSAYO: 07-07-16
MUESTRA: # 6

VELOCIDAD DE ENSAYO: 3.25 ± 0.05 kN/s
TEMPERATURA AMBIENTE: 17 °C

NÚMERO	6
IDENTIFICACIÓN	V1-F2
UBICACIÓN	EJE 1-2C, N=0.00
PESO (gr)	262.1
DEFECTOS	NINGUNO
FECHA DE FUNDICIÓN	***
FECHA DE EXTRACCIÓN	06-oct-16
FECHA DE ENSAYO	10-oct-16
EDAD (días)	x=28
DIÁMETRO (mm)	44.20
LONGITUD INICIAL (mm)	87.60
LONGITUD CON CAPRIMÓ (mm)	84.23
RELACION S _r	2.13
FACTOR DE CORRECCIÓN	1.00
DIRECCIÓN DE CARGA RESPECTO A LA EXTRACCIÓN	PARALELA
CARGA MÁXIMA CORREGIDA (Ton)	2.05
TIPO DE FALLA	Corte
ESFUERZO DE COMPRESIÓN (kg/cm ²)	133.6
CONDICIONES DE HUMEDAD	El espécimen permaneció 24 horas en agua saturada de cal, previo al ensayo.

ANTES DEL ENSAYO



DESPUÉS DEL ENSAYO



ING. MERCEDES VILLACÍS
 JEFE DEL LABORATORIO



ANEXO IV

RESULTADOS DE ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN LADRILLO



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



RESISTENCIA A COMPRESIÓN LADRILLO

INF. No. 10 - 0020 - I
Hoja 01 de 01

Quito, 12 de marzo de 2018

SOLICITA: JORGE LUIS BONE RAMÓN - JHON JAIBO AGUIRRE SÁNCHEZ
Atención: Jorge Luis Bone Ramón - Jhon Jaibo Aguirre Sánchez
Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía (EPN)
PROYECTO: TESIS - EVALUACIÓN SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL PARA EL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA EN GEOLOGÍA Y PETRÓLEOS, QUITO-ECUADOR
CONTRATISTA: *****
FISCALIZADOR: *****
MUESTRA: *****
NORMA: ISEN 294-78

N.	CÓDIGO IDENTIFICACIÓN	FECHA FABRICACIÓN	DIMENSIONES ENSAYO (mm)					ÁREA PROM.	PESPEC.	CARGA		f _s		
			CARA SUPERIOR		CARA INFERIOR		ALTEZA			PUN	(Ton)	(N/m ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
			LARGO	ANCHO	LARGO	ANCHO								
1	3-1-I	***	18.4	15.4	18.1	15.8	7.8	284.25	1.13	109.28	11.14	3.84	39.20	
2	3-1-II	***	18.5	15.4	18.3	15.6	7.8	284.34	1.62	132.05	13.46	4.64	47.35	
3	3-2-I	***	19.0	18.4	19.6	18.5	6.7	354.67	1.73	259.36	26.45	7.31	74.57	
4	3-2-II	***	20.4	18.6	20.5	19.3	7.0	386.09	1.72	352.62	35.96	9.13	93.13	
5	1-2-I	***	16.5	15.6	16.4	16.0	6.7	258.69	1.82	392.73	40.05	15.18	154.81	
6	1-2-II	***	16.8	15.4	16.5	15.4	6.7	255.99	1.85	313.64	31.98	12.25	124.90	
7	2-3-II	***	19.5	18.3	19.4	17.9	7.0	351.08	1.84	262.18	26.74	7.47	76.15	
8	2-5-I	***	19.8	17.2	19.4	17.7	7.0	339.38	1.78	195.61	19.95	5.76	58.77	

OBSERVACIÓN: La procedencia fue proporcionada por el cliente por lo que involucra su total responsabilidad.


ING. MERCEDES VILLACÍS
JEFE DE LABORATORIO



ANEXO V

CÁLCULO DE CARGA MUERTA

COLUMNAS							
EJES		SECCION			AREA (m2)	LONGITUD (m)	VOLUMEN (m3)
		B (m)	H (m)	D (m)			
A	6	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
A	4	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
A	1	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
B	6	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
B	3	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
B	1	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
C	6	0.35	0.10		0.035	10.00	0.35
C	2	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
C	1			0.45	0.159	10.00	1.59
D	6	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
D	2	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
D	1			0.45	0.159	10.00	1.59
E	6	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
E	2	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
E	1			0.45	0.159	10.00	1.59
F	6	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
F	2	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
F	1			0.45	0.159	10.00	1.59
G	6	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
G	2	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
G	1			0.45	0.159	10.00	1.59
H	6	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
H	5	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
H	2	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
H	1			0.45	0.159	10.00	1.59
I	1	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
J	3	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
K	2	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
L	6	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
M	1	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
N	6	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
N	2	0.35	0.35		0.123	10.00	1.23
O	6	0.30	0.30		0.090	3.00	0.27
O	2	0.30	0.30		0.090	3.00	0.27
O	1			0.45	0.159	3.00	0.48
P	6	0.30	0.30		0.090	3.00	0.27
P	2	0.30	0.30		0.090	3.00	0.27
P	1			0.45	0.159	3.00	0.48
Q	6	0.30	0.30		0.090	3.00	0.27
Q	2	0.30	0.30		0.090	3.00	0.27
Q	1			0.45	0.159	3.00	0.48

R	6	0.30	0.30		0.090	3.00	0.27
R	2	0.30	0.30		0.090	3.00	0.27
R	1			0.45	0.159	3.00	0.48
S	6	0.30	0.30		0.090	3.00	0.27
S	2	0.30	0.30		0.090	3.00	0.27
S	1			0.45	0.159	3.00	0.48
T	6	0.30	0.30		0.090	3.00	0.27
T	2	0.30	0.30		0.090	3.00	0.27
T	1			0.45	0.159	3.00	0.48
N	1			0.45	0.159	10.00	1.59
VOLUMEN DE COLUMNAS (m3)							48.21
DENSIDAD HORMIGÓN (T/m3)							2.40
PESO COLUMNAS (T)							115.71

VIGAS					
EJES	SECCION		AREA (m2)	LONGITUD (m)	VOLUMEN (m3)
	B (m)	H (m)			
A	0.40	0.70	0.28	9.80	2.74
B	0.40	0.70	0.28	9.80	2.74
C	0.40	0.70	0.28	9.80	2.74
D	0.40	0.70	0.28	9.80	2.74
E	0.40	0.70	0.28	9.80	2.74
F	0.40	0.70	0.28	9.80	2.74
G	0.40	0.70	0.28	9.80	2.74
H	0.40	0.70	0.28	9.80	2.74
K	0.30	0.30	0.09	9.80	0.88
L	0.30	0.30	0.09	9.80	0.88
M	0.30	0.30	0.09	9.80	0.88
N	0.30	0.30	0.09	9.80	0.88
A	0.40	0.70	0.28	9.80	2.74
B	0.40	0.70	0.28	9.80	2.74
C	0.40	0.70	0.28	9.80	2.74
D	0.40	0.70	0.28	9.80	2.74
E	0.40	0.70	0.28	9.80	2.74
F	0.40	0.70	0.28	9.80	2.74
G	0.40	0.70	0.28	9.80	2.74
H	0.40	0.70	0.28	9.80	2.74
K	0.30	0.30	0.09	9.80	0.88
L	0.30	0.30	0.09	9.80	0.88
M	0.30	0.30	0.09	9.80	0.88
N	0.30	0.30	0.09	9.80	0.88
A	0.30	0.30	0.09	9.80	0.88
B	0.30	0.30	0.09	9.80	0.88
C	0.30	0.30	0.09	9.80	0.88
D	0.30	0.30	0.09	9.80	0.88

E	0.30	0.30	0.09	9.80	0.88
F	0.30	0.30	0.09	9.80	0.88
G	0.30	0.30	0.09	9.80	0.88
H	0.30	0.30	0.09	9.80	0.88
VOLUMEN DE VIGAS					58.02
DENSIDAD DEL HORMIGON					2.40
PESO VIGAS					139.24

LOSA ALIVIANADA				
VOLUMEN	MAGNITUD	UNIDAD	PESO UNITARIO (T/m3)	PESO (T)
VOLUMEN HORMIGON	4.37	m3	2.4	10.49
VOLUMEN ALIVIANAMIENTO	0.3952	m3	1.22	0.48
VOLUMEN ENLUCIDO	0.5727	m3	0.00	0.00
TOTAL				10.97

GRADAS		
Nivel	Elemento	Carga Muerta (T)
1,2,3	Columnas	115.71
	Vigas	171.24
1,2	Losa Nervada	186.45
	Losa Maciza	70.92
1,2,3	Gradas	29.86
--	Muro de Piedra	7.60
1,2,3	Mampostería, cerámica, masillado de losas, ventanas y marcos	209.35
PESO TOTAL DEL EDIFICIO		791.13

ANEXO VI

SUJECIÓN ACTUAL DE LA CUBIERTA



ANEXO VII
CONEXIÓN VIGA – CERCHA (CUBIERTA TERCERA PLANTA)



ANEXO VIII

MAMPOSTERÍA NO CONFINADA (AULAS TERCERA PLANTA)

